



TITLE:

建築架構の地震応答とその構成部
材の耐震安全性に関する研究(
Dissertation_全文)

AUTHOR(S):

藤原, 悌三

CITATION:

藤原, 悌三. 建築架構の地震応答とその構成部材の耐震安全性に関する
研究. 京都大学, 1978, 工学博士

ISSUE DATE:

1978-09-25

URL:

<https://doi.org/10.14989/doctor.r3671>

RIGHT:



建築架構の地震応答とその構成部材の
耐震安全性に関する研究

1978年2月

藤 原 悌 三

建築架構の地震応答とその構成部材の
耐震安全性に関する研究

1978年2月

藤 原 悌 三

目 次

第 1 章 序 論	1
1 はじめに	1
2 研究の概要	3
3 発表論文	7
第 2 章 弾塑性ジョイントをもつ平面架構の地震応答	10
1 まえかき	10
2 弾塑性ジョイントの定義と基礎運動方程式	12
3 基礎運動方程式のエネルギ・バランスと固有値方程式	19
4 地震応答解析法	23
4.1 定常弾性地震応答解析	23
4.2 非定常非線形地震応答解析	25
5 構造物の弾性地震応答特性	28
5.1 序	28
5.2 構造物モデルと入出力	29
5.3 ランダム外乱に対する構造物および構造物材の応答特性	37
5.4 確定外乱による構造物動特性分布の検討	47
6 構造物の弾塑性地震応答特性	52
6.1 序	52
6.2 構造物モデルと入出力	52
6.3 梁柱強度比の弾塑性応答におよぼす影響	55
6.4 地震応答におよぼす軸力の影響	64
6.5 構成部材の動特性分布と最大応答値分布の関係	68
7 おわりに	81
Appendix 鉄骨架構の復元力特性に関する実験と理論解の比較	84
参考文献	87

第 3 章 Ramberg-Osgood 型履歴特性をもつ架構の地震応答	91
1 まえがき	91
2 部材の履歴特性の解析的表現	92
2.1 序	92
2.2 非線形撓角法 —Ⅰ— (部材中間に荷重の作用する場合)	94
2.3 非線形撓角法 —Ⅱ— (軸力と曲げモーメントの作用する場合)	98
3 R-O 型履歴特性をもつ架構の応答性状	101
3.1 解析モデルの設定と入出力の選定	101
3.2 3 層架構による初期条件の影響	104
3.3 6 層架構による応答分布の検討	109
4 おそび	110
参考文献	111
第 4 章 耐震要素をもつ架構の地震応答	112
1 まえがき	112
2 筋違部材の履歴特性	113
2.1 序	113
2.2 弾塑性ジョイントをもつ筋違の履歴特性に関する解析的表現	114
2.3 筋違の履歴特性	120
3 筋違付架構の基礎運動方程式と解法	125
4 筋違付架構の弾性応答特性	129
4.1 序	129
4.2 構造物モデルと入出力	129
4.3 筋違付架構の弾性動力学特性	130
4.4 弾性応答特性と筋違の基本配置計画	132

5 筋違付架構の弾塑性地震応答	138
5.1 序	138
5.2 筋違付架構の弾性限度と断力と外乱強度	138
5.3 運動変位、層復元力特性に及ぼす筋違の影響	140
5.4 構造部材の地震応答に及ぼす筋違の影響	146
6 おまけ	155
参考文献	158
 第 5 章 弾塑性ジョイントをもつ立体架構の地震応答	160
1 まえがき	160
2 弾塑性ジョイントの降伏条件と履歴特性	162
3 立体建群架構の運動方程式	164
4 立体架構の弾塑性捩れ振動性状	167
4.1 序	167
4.2 架構モデルの動特性と入力地震動	167
4.3 2方向水平地震動の作用する対称架構の応答性状	170
4.4 捩れ応答に対する相互作用の影響	174
5 3成分地震動の作用する立体架構の地震応答	177
5.1 序	177
5.2 立体架構モデルの動特性と上下動入力	177
5.3 水平2成分地震動の作用する立体架構の応答性状	179
5.4 3成分地震動の作用する立体架構の応答性状	182
6 おまけ	186
Appendix 立体架構の固有値方程式	187
参考文献	191
 第 6 章 結 論	193

1 建築構造物の耐震設計法の現状	193
2 架構部材の耐震設計への応用	194
2.1 序	194
2.2 梁降伏型架構の耐震部材設計	195
2.3 梁降伏型架構の靱性率設計	203
2.4 柱軸方向変形の影響	204
2.5 柱降伏型架構の耐震部材設計	206
2.6 耐震要素をもつ架構の部材設計	207
3 おまけ	208
参考文献	210

あ と が き

第 1 章 序 論

1 はじめに

地震時における建築構造物の終局状態に至る動的挙動を解明し、建築架構を構成する各部材、接合部に適正な強度と剛性を与える合理的な耐震設計法を確立することは耐震工学の分野における最も重要な研究課題の一つであり、また、終局の目的でもある。構造物をせん断型モデルに抽象し、それに応じた概格的な耐震安全性の尺度を採用した弾塑性地震応答解析については、従来から、多方面で研究され幾多の成果が得られているが、このような単純な構造物モデルでは表現し得ない耐震安全性の上から重要な問題がいくつか残されている。

第1の問題は層間連成の影響を評価する方法を得ることである。建築架構の終局耐震安全性を保持するためには、常時、軸方向力の作用する柱部材に強い塑性挙動を期待することは材軸方向の塑性歪を蓄積させる原因となり、直接、架構全体の崩壊に結びつく危険性もあるため、梁の塑性挙動によるエネルギー消費に期待すべきことは、既に、坂、棚橋らによって指摘されている。梁剛性が柱剛性に比しそれほど大きくない場合には、ある層の変形が他層の復元力特性に影響し、いわゆる層間連成を生ずる。弾塑性領域に亘って層間連成の効果を含むためには部材あるいは接合部などの局所的な復元力特性を評価し、それに対応した具体的、直接的な靱性率応答、履歴消費エネルギー率などを求めることによって耐震安全性を判定する必要がある。

第2の問題は局所的な応答の評価法と終局耐震性についてである。架構を構成する部材には軸方向力、曲げモーメント、せん断力など種々の部材断面力が同時に作用し、弾塑性域に亘る架構の挙動を解析するためには、降伏条件に関する断面力間の相互作用の影響と塑性域に達して後の変形状態と可能な限り正確に表現することが望ましい。断面力間の相互作用や、いわゆる、 $P-\Delta$ の影響を考慮した地震応答解析により、柱部材の最大靱性率応答とその分布などを知れば、静的あるいは動的実験結果を参照して、部材の変形能力、安全率を把握でき、柱降伏型架構の可能性と限界も明らかとなる。

第3の問題は耐震壁、筋違など耐震要素の有効性を明らかにし、適正な配置計画

を決定することである。従来から、耐震要素の適正な配置によって建築構造物の耐震安全性を高め得ることは指摘されてきたが、概念的な安全性の判定に対しては解析を複雑にすることなどから、地震応答解析については耐震要素を充分評価し得たとは云い難い。耐震要素単体の履歴挙動については、既に、各方面で研究されているが、その復元力特性と可能な限り忠実に、かつ、簡潔に表現し、それを建築架構に組み入れ、激震時における耐震要素を含む架構の地震応答性状を明らかにすることは、適正な耐震要素の配置を決定する上で重要であるとともに、架構部材の耐震性と動特性分布に対する影響と説明する上に不可欠である。

第4の問題は建築物の立体的性質に伴って生ずる応答性状を明らかにすることである。生活空間を構成する使命をもつ建築物は必然的に立体架構を構成し、地震動も任意の方向から伝達される。建築物には均一な質量分布と一様な剛性を与えることを設計の基本としても、なお、若干の質量の偏在や剛性の不均一は避け得ない現状にあり、水平方向の振動とともに揺れ振動が誘発されることによって、地震時に被害を蒙ることは衆知の事実である。このような構造物に任意方向から地震動が作用する場合には、柱部材には直交する2方向の曲げモーメント、軸方向力などが時間関数として与えられ、対称架構であっても、重力による初期条件を考慮すると揺れ振動を生ずる場合がある。それら複雑な挙動と解析することによって、はじめ、立体架構を構成する個々の部材の耐震性が明らかになると考えられる。立体架構としての動的性質を把握することは、架構の終局安全性を評価する上で重要であるとともに、通常、用いられるような簡潔なモデル化による応答解析の適用限界を知り、その改良を行なう上に重要である。

本研究は、建築構造物とその構成部材の終局耐震安全性に関連して、上述の諸点に注目して、詳細な構造物モデルの一つである弾塑性ジョイントをもつ建築架構の地震応答解析法を提示し、構成部材の応答性状を明らかにすることによって適正な耐震設計を行なうための局所的な耐震設計資料を提供し、一つの部材耐震設計法の方角を示すことを意図している。

2 研究の概要

本論文の第2章以下の研究概要について章を追って述べる。

第2章は平面架構に有限幅の弾塑性ジョイント領域を想定した架構モデルを対象とする概括的および局所的な弾塑性地震応答性状について論じている。従来、建築構造物の地震応答解析は解析の容易さと応答性状の概略と把握し得ることから、構造物を多重点せん断型に抽象する方法が一般的に採用されてきた。梁剛性の大きい柱降伏型の崩壊機構をもつ建築架構についてはこの種の方法によって応答性状の概略と知ることが可能であるが、常時軸方向力の作用する柱部材に強い塑性挙動を想定することは構造物全体の崩壊を招く恐れが強い。柱に作用する軸力と曲げモーメントの降伏条件におよぼす相互作用とその後の塑性挙動を把握し、その限界と地震応答への影響を知ることは、梁降伏型架構の耐震性を解明することとともに重要な課題である。梁剛性がさほど大きくない通常の建築架構では、或る層の径元力特性に対する他層の変形状態の及ぼす影響を考慮する必要があり、個々の部材の動力学特性と総合した架構の動力学モデルと導き、局所的な耐震安全性と評価することから架構全体の終局耐震安全性と判定する基になる。本章の前半は第4章以後においても考慮される有限領域の弾塑性ジョイントの定義を与え、従来考慮外とされていた軸的軸力と曲げモーメントの相互作用、軸方向変形、 $P-\Delta$ の影響と考慮した詳細な構造物モデルによる地震応答解析法を提示している。

本章の後半はこの解析法を駆使して、典型的な構造物モデル、地震外乱に対する局所的な地震応答性状を求め、部材耐震安全性の基礎的資料を提供するとともに、既往の概括的な応答性状との関係を明らかにしている。即ち、定常ランダム外乱に対する各部材乃至は弾塑性ジョイントの靱性率に関する平均値応答と一様化する部材強度分布に^{対し}軸力の相互作用は下層部に強い影響を与え、相対変位に関する応答が柱軸変形、梁柱剛性比の影響を強く受けるのと対照的であり、相対変位応答が耐震安全性の判定に副次的な意味しか持たないことを示している。弾性応答の結果から適正分布に近いと考えられる剛性分布を与えた架構に対する非定常非線形地震応答結果から、梁降伏型架構は局所的靱性率応答分布と一様にする傾向をもつこと、常時、軸力の作用する柱部材に強い塑性挙動を許容することは軸方向歪と蓄積する危

陰があるが、適度の base shear 係数を与えることによって耐震安全性を高め得ることを指摘している。

第3章は建築物の構成部材に Ramberg-Osgood 型の履歴特性と与えた架構モデルの応答性状について論じている。建築構造材料乃至は構造部材の復元力特性は、応力-歪関係式を直接解析の対象としない場合や、鉄筋コンクリート部材の場合などには curvilinear な性質を示す傾向が強い。ここでは、梁部材の任意断面に Ramberg-Osgood 型の曲げモーメントと曲率の関係を導入し、梁中間に荷重が作用する場合および柱部材に軸方向力と曲げモーメントが同時に作用する場合の非線形撓角法公式を増分形式で表現し、非弾性部材によって構成される架構の地震応答解析法を示るとともに、3層および6層の架構モデルについて地震応答を求めた結果、重力による初期条件の影響は概略的な応答量である相対変位に対しては少ないが、局所的な耐震安全性の尺度で計られる材端回転角と弾性限回転角の比で与えられる靱性率応答に対しては影響が大きく、充分な靱性材料に対してのみ初期条件を無視した地震応答により近似し得ること、梁降伏型架構では適正な強度分布と梁柱強度比を選ぶことによって、外乱強度の相異に影響されず、比較的一様な応答分布を示す架構と設計することが可能であることを示している。

第4章は弾塑性筋違を含む架構の応答性状を論じている。建築架構の耐震安全性にとって筋違や耐震壁などの耐震要素が重要であることは関東大震災の教訓として以前から指摘されている。筋違の復元力特性については、主としてヒンジ解析によりその性質が表現されており、一方、筋違付架構の地震応答については筋違履歴の複雑さのために、slip型の復元力特性、あるいは、座屈と予想される部材を考慮外とするなどの簡略化された方法によって架構の応答性状を把握する方法が採用される場合が多い。第2章で採用したような詳細なモデルによる具体的な応答を直接の対象とする場合には筋違についても可能な限り忠実にその履歴挙動を再現することが望ましい。本章では、X型筋違を対象として、中央に弾塑性ジョイント領域を想定した場合の復元力特性を導き、その性状を明らかにするとともに、梁柱部材端部および筋違の弾塑性ジョイントに断面力間の相互作用を考慮した多層建築架構の地震応答解析法を提示する。本章の後半では連層筋違付7層1張間架構を対象に地

震応答を求め、応答に及ぼす筋違の影響を明らかにしている。即ち、筋違の耐力が架構の耐力に比し大きくなると柱軸方向変形が増加し、相対変位応答を一樣とするような部材や筋違の剛性分布と与えることが不可能となり、各部材、接合部など局所的な靱性率応答が耐震安全性の尺度として重要となること、梁降伏型架構では筋違の座屈、降伏が先行し、そのために、架構の固有周期が伸び、局所的靱性率応答を抑制する効果をもつが、曲げ変形の影響で運動変位は増加する傾向にあること、適正な筋違の存在によって、一般に塑性域に入り易い階柱脚部の応答が抑制され、常時、軸力の作用する柱材の耐震安全性に対し筋違は有効に作用すること、特に、架構の初期周波数が外乱卓越周波数の近傍にあり、塑性域での繰返し数の多い応答にその傾向が著しいことなどを指摘している。

第5章は弾塑性ジョイントをもつ立体架構の地震応答性状について述べている。生活空間を構成する建築構造物は当然ろ次元的な揺れと有し、一般に、建築構造物には比較的均質な剛性分布と質量分布と与えることを設計の基本としていても現実には質量の偏在や剛性の不均一は避け難く、水平振動と同時に揺れ振動が生ずるため、揺れ振動に関する研究は耐震安全性にとって重要となる。一方、地震入力の方向性を考えるとき、建築架構の終局耐震性にとって立体架構の弾塑性応答性状の解明が不可欠であり、本章では、第2章で示した弾塑性ジョイントをもつ平面架構の地震応答解析法を立体架構の場合に拡張し、断面の降伏条件とその後の塑性流れ則を考慮した地震応答解析法を提示し、1層および3層立体架構の弾塑性地震応答性状について考察している。即ち、弾塑性ジョイントにおける弾性限回転角を各ジョイント一定とした架構では架構の偏心率、外乱の強さにより、剛性の小さい柱の靱性率応答が増加するが、各ジョイントの弾性限ポテンシャルエネルギーを一定と与えた架構では応答が平均化される傾向を示し耐震上望ましいこと、2方向入力の作用する対称架構では降伏条件に相互作用を考慮すると微小弾塑性応答は増加する傾向が強いのに比し、既に強い塑性挙動を生じさせるような外乱に対しては、2方向の靱性率応答を平均化する性質を示すこと、柱軸方向変形が卓越する振動数は水平方向の振動数に比し大きく剛体的な挙動を示すが、上層部の梁の応答は上下動入力により影響を強く受けること、降伏条件に重力による軸力を含む相互作用を考慮

すれば隅柱の靱性を応答が増加し、接れ振動を生ずるため、常時、軸力を作用する柱の安全性には充分注意すべきことなど"を明らかにしている。

第6章は、第5章までに得られた結果をまとめて、建築構造物を構成する部材の耐震設計の一方法を提案している。詳細な構造物モデルによる具体的な地震応答を得、構造部材の耐震設計資料を蓄積する意図から、部材端に弾塑性ジョイントをもつ架構の地震応答および部材断面に Ramberg-Osgood 型の履歴特性を与えた地震応答を示したが、それら限定された解析法と限られた架構モデルの応答結果からではあるが、一つの部材耐震設計法として纏めたのが本章である。即ち、梁降伏型架構について適正なせん断力係数分布を与え、軸力、軸方向変形、2方向地震入力の影響などと考慮して柱あるいは梁の剛性分布や強度分布を決定し、入力地震動の性質、地盤の卓越振動数と考慮して基準せん断力係数と有次元固有振動数を、換言すれば、構造物の有次元強度と剛度を決定する手法を示している。さらに、耐震安全性の上で重要と考えられる筋違を含む架構についても、筋違の圧縮耐力を考慮し、筋違と柱の断面積比、筋違の細長比などを与えることによって、任意のせん断力を分担する筋違、柱、梁断面を決定する手法を示している。

もとより、建築構造物の地震応答には地震入力のもつ種々の性質、Seismicity、振幅、周波数特性、継続時間などが関係し、地震波動の伝達媒体である地盤の影響が大きいことも指摘されており、特に、建物周辺地盤の非線形性や減衰性については建築物の地震応答あるいは動力特性の適正分布に影響を与えることが予想される。一方、構造物の地震応答性状についても、減衰性、床スラブの面内剛性、地震入力の不均一性など部分的には解明されつつあるが、未だ、明らかにされていない点も多い。これら未解決の諸問題について研究を進めることは、動的な実験による復元力、減衰力、架構の動的崩壊過程の追求とともに、建築構造物の耐震安全性の判定と適正な耐震設計法の確立にとって極めて重要であり、今後も引き続き研究を進める予定である。

3 発表論文

主要論文

- [1] 小堀鐸二・南井良一郎・藤原悌三：弾塑性ジョイントをもつ架構の地震応答解析——軸力の影響と考慮した場合——，日本建築学会近畿支部研究報告集，昭41.5，PP. 81—84.
- [2] 小堀鐸二・南井良一郎・藤原悌三：弾塑性ジョイントをもつ架構の地震応答——軸力と考慮した場合——，地震工学シンポジウム講演集，昭41.10，PP. 215—220.
- [3] 小堀鐸二・南井良一郎・藤原悌三・久徳敏治・俣野博：架構の復元力特性に関する実験 その1 X型モデル，日本建築学会近畿支部研究報告集，昭43.5，PP. 133—136.
- [4] 小堀鐸二・南井良一郎・藤原悌三・久徳敏治・俣野博：架構の復元力特性に関する実験 その2 門型モデル，日本建築学会近畿支部研究報告集，昭43.5，PP. 137—140.
- [5] 小堀鐸二・南井良一郎・藤原悌三・久徳敏治：架構の復元力特性に関する実験，京都大学防災研究所年報，第11号A，昭43.3，PP. 421—438.
- [6] 小堀鐸二・南井良一郎・藤原悌三・久徳敏治・俣野博：架構の弾塑性復元力特性に関する実験，日本建築学会大会学術講演梗概集，昭43.10，PP. 423—424.
- [7] 小堀鐸二・南井良一郎・藤原悌三：弾塑性ジョイントをもつ架構の応答解析——梁柱強度比の応答に及ぼす影響——，日本建築学会大会学術講演梗概集，昭43.10，PP. 421—422.
- [8] 小堀鐸二・南井良一郎・藤原悌三：弾塑性ジョイントを含む架構の地震応答——梁柱の強度分布と応答分布の関係——，京都大学防災研究所年報，第12号A，昭44.3，PP. 321—338.
- [9] T.KOBORI, R.MINAI and T.FUJIWARA : Optimum Design of the Structural Members due to Ground Motion, Proc. of the 6th World Conference on Earthquake Engineering, Part 5, 1977.2, pp.79-84.

- [10] 藤原悌三：曲げ型架構モデルの弾塑性地震応答と適正動力特性，日本建築学会論文報告集，第255号，昭52.5，pp.25-34
- [11] 小堀鐸二・南井良一郎・藤原悌三：R-O型弾塑性建築架構の応答解析，京都大学防災研究所年報，第14号A，昭46.4，pp.301-313
- [12] 小堀鐸二・南井良一郎・藤原悌三：R-O型弾塑性部材からなる建築架構の地震応答，日本建築学会大会学術講演梗概集，昭46.11，pp.609-610.
- [13] 小堀鐸二・南井良一郎・藤原悌三：弾塑性建築架構の構成要素の地震応答，第18回橋梁構造工学研究発表会「構造物およびその構成要素の強度と安全性」報告集，昭46.12，pp.27-34
- [14] T.KOBORI, R.MINAI and T.FUJIWARA : Earthquake Response of a Frame Structure Composed of Inelastic Members, Proc. of the Symposium on Resistance and Deformation of Structure and Their Components, 1972.9, pp.25-42.
- [15] 藤原悌三：筋違付架構の応答性状と部材の安全性，日本建築学会大会学術講演梗概集，昭52.10，pp.735-736.
- [16] 小堀鐸二・南井良一郎・藤原悌三・又木義浩：降伏曲面を考慮した非線形捩れ振動 その1 基礎式と降伏曲面の基本的性質，日本建築学会大会学術講演梗概集，昭44.8，pp.637-638.
- [17] 小堀鐸二・南井良一郎・藤原悌三・又木義浩：降伏曲面を考慮した非線形捩れ振動 その2 一層非対称架構の地震応答，日本建築学会大会学術講演梗概集，昭44.8，pp.639-640.
- [18] 小堀鐸二・南井良一郎・藤原悌三：降伏曲面を考慮した構造物の捩れ応答，京都大学防災研究所年報，第13号A，昭45.3，pp.287-301.
- [19] 小堀鐸二・南井良一郎・藤原悌三：弾塑性建築架構の構成要素の地震応答（続），第19回橋梁構造工学研究発表会「荷重，外力と構造物の安全性」報告集，昭47.12，pp.155-158.
- [20] T.KOBORI, R.MINAI and T.FUJIWARA : Earthquake Response of Frame Structure Composed of Inelastic Members, Proc. of the 5th World Conference on Earthquake Engineering, Part 5B, No.221, 1973.6.

- [21] 小堀鐸二・南井良一郎・藤原悌三：三成分地震動を受ける構造物の弾塑性地震応答，日本建築学会大会学術講演梗概集，昭48.10，pp. 779-780.

関連論文

- [1] 金多潔・竹内吉弘・藤原悌三：新潟地震による建築物被害の第1次調査報告，日本建築学会論文報告集，第103号，昭39.10，p. 133.
- [2] 小堀鐸二・南井良一郎・井上豊・久徳隆大・藤原悌三：地震応答解析の一例，日本建築学会近畿支部講演論文集，昭40.5，pp. 129-132
- [3] 小堀鐸二・藤原悌三：浄水場ビルの振動特性，日本建築学会大会学術講演梗概集，昭49.10，pp. 593-594.

第 2 章 弾塑性ジョイントをもつ平面架構の地震応答

1 まえがき

地震時における建築構造物の終局過程に至る挙動を知り、合理的な耐震設計法を確立することが耐震工学上の主要な課題の一つであり、その目的のためには、建築架構あるいはその構成部材の耐力乃至は変形能力、エネルギー消費能力などを静的または動的試験により明らかにする必要があるとともに、妥当な構造物モデルを設定して地震応答解析を行ない、構造物の非線形領域に亘る動的挙動を把握することが必要となる。構造物の弾性振動に関する研究の歴史は古いが、非線形振動に関する研究は比較的新しく、設計震度と構造物の固有周期との関係を示した 1956 年の第 1 回世界地震工学会議における“非線形遷渡振動に関する研究”¹⁾と題する棚橋諒博士の発表が契機となり、以後、構造物を spring-mass system にモデル化して非線形非定常地震応答に関する優れた研究が数多く発表されてきた。^{2)~10)} これら所謂せん断型多質点モデルによる地震応答は、構造物の概略的な応答性状を把握することが比較的容易であり、第一義的な耐震設計資料として例えば弾性構造物の最大変位応答と弾塑性の構造物最大変位応答が大略一致することを指摘した研究^{6,9)}あるいは、せん断力応答分布が構造物の固有周期、地震波形に比較的影響されず一定の分布となることを指摘し、弾塑性領域に亘る適正な動力学特性分布を求めた研究¹⁰⁾などが行なわれている。しかしながら、単純なるがゆえに現実の構造物を忠実にモデル化し得ない面も多く、構造物の耐震安全性はそれと構成する個々の部材の塑性域での変形能力が充分であって始めて確保できるものであり、これら局所的な終局安全性を把握することが基本と考えられる。さらに、構造物の立体的な振動性状を把握するためには、二軸曲げモーメントや軸方向力など種々の断面力に対する総合的な安全性を評価しなければならず、部材の復元力特性として降伏条件や降伏後の塑性挙動と現示する関係を含めて表現されることが望まれる。

1960 年代になると digital computer の開発とともに、このような詳細な構造物モデルを対象とした地震応答解析によって、構造物の終局的な耐震安全性を評価しようとする研究が始まる。1960 年、G. V. Berg and D. A. DeDeppo は部材端に剛塑性ジョイントを設定し、運動変位と剛塑性ジョイントの塑性回転

角に関する影響係数と与えた建築架構の非線形地震応答解析法を提示し¹¹⁾ R.W. Clough は部材端にヒンジ機構を考へ、剛性マトリックスE stop by stop に修正する解法を定式化し¹²⁾ 20層構造物の地震応答から、はり、柱の靱性率を評価した。^{13,14)} R.W. Cloughと同様の解法を鉄筋コンクリート構造物に適用し、柱弾性の設計の可能性を論じた W.R. Walpole らの研究¹⁵⁾ や M.F. Giberson の研究¹⁶⁾ などがある¹⁷⁻²⁰⁾ 建築構造物の地震応答には、復元力特性が強く影響するため、その種の研究も多いが、第3章で扱う以外は特に触れないでおく。以上の研究においては、いずれも、塑性ヒンジの概念が用いられており、現実の構造部材の破壊機構を考えると、塑性挙動はその部材の奥行にも材軸方向にも広がりをもつものとして表現されるのが望ましい。小堀、南井、池田は G.V. Berg らの考え方を拡張し²¹⁾、部材端部に弾塑性復元力特性をもつ有限幅の弾塑性ジョイント領域を導入することにより、構造物モデルの改良を計った²²⁾。

第2章では、小堀、南井、鈴木による弾塑性ジョイントをもつ建築架構の応答解析法を重力による軸方向力および水平変位に伴って生ずる変動軸方向力や軸方向変形を含む架構に拡張した場合の地震応答解析法を示すとともに、種々の地震応答を求め、その結果から、部材乃至は接合部など局所的な動力学特性が建築架構の地震応答に与える影響について検討する。多層弾塑性構造物の動力学特性の評価に関して、特に強い塑性挙動を含む領域においては、ある層の復元力の性状を示す履歴特性に対する他層の変形状態の及ぼす影響が問題となり、それを正當に評価するためには架構を構成する部材、接合部等の局所的な動力学特性を直接モデル化の対象として、これらの局所的特性を統合した架構の動力学モデルを導くのが妥當と考えられる。また、耐震安全性の判定に関しては、一般的な実験結果との比較対照の可能な直接的な耐震安全性の尺度と選択する必要がある。特に、激震時には構造物が大きな塑性変形を生ずることが予想され、そのとき、重力による軸力の影響²³⁾、所謂P- Δ 効果とともに、部材の弾性限度に対する軸方向力と曲げモーメントの相互作用の影響を正當に評価することが、局所的な安全性、靱性率応答を論ずる上で看過できない問題であることは建築構造物において柱部材が重力を支持するという役割を担う限り当然であらう。

このような詳細な構造物モデルを対象とする地震応答は解析の性格上、一般的に

論ずることは困難であり、analysis に主眼が置かれる傾向が強いが、本章では、まず、構造物および構造部材の弾性動力学特性の適正な分布を知るために、定常ラシダム外乱を入力として構造物および構造部材の二乗平均応答を求め、部材剛性分布、軸力、軸力割変形、降伏条件などが概格的、局所的靱性率応答に及ぼす影響について考察するとともに標準モデルを設定する。また、white noise から得られる数個の模擬地震動と一自由度の地盤モデルを通過した地震動および過去の強震記録から代表的な波形を選び、多自由度構造物の弾性過渡応答を求め、先の定常応答から得られた適正分布と比較修正する。さらに、建築物の機能上の耐用年限と地震の発生頻度との関係から、構造物の弾塑性挙動と崩壊に至らしめない範囲で許容せざるを得ないという立場から、弾塑性応答に対する部材特性の影響を明らかにすることにより、常時軸力の作用する柱部材の応答を弾性乃至は微小弾塑性領域に収め、梁または耐震要素の塑性挙動に期待するという設計方針の可能性を論ずるとともに、せん断型質点系に抽象し得る限界を明らかにする。

2 弾塑性ジョイントの定義と基礎運動方程式

地震時の構造物の弾塑性挙動を正當に評価するためには、構造物を構成する部材の材料特性、断面形状を知り、任意断面の任意時間に対する弾塑性域の履歴特性を満足するように運動方程式を解く必要がある。構成部材を分布質量をもつ連続体として振動橋面法による解法を用いて、上下振動に対する応答性状を検討した研究²⁴⁾もあるが、部材が非線形領域に入る挙動がある場合には適當ではなく、個々の部材の高次振動成分も、特殊な構造物を除けば、構造物の耐震安全性に影響を与えない。部材の振動特性を詳細にみるいま一つの方法は所謂 finite element method とその類似の方法であり、材料非線形と同時に幾何学的非線形を考慮し高層架構の崩壊過程を追跡した棚橋、中村、石田の研究は構造物の地震応答を最も詳細に検討した解析の一つであろう²⁵⁾。これら詳細な構造物モデルによる解析法と所謂せん断型質点系モデルおよびその中間のモデルによる解法はそれぞれ研究目的に応じて選択されるべきものである。こゝでは地震応答解析の手法そのものと論ずるだけでなく、一般的な地震応答性状の把握にも意図しているため、構造部材の諸特性を見失わない範囲で簡潔に表現される方法を採用する。

構造部材のうち、地震時に大きい断面力の作用する位置は、たとえば、梁、柱の両端部や鉛直荷重の集中する位置などに限られることが多く、これらの有限の領域を弾塑性ジョイントと定義し、他の部材を弾性と仮定することによって部材の弾塑性挙動を代表させる方法とここでは採用する。部材の弾塑性領域の大きさは、一般には、材料の歪硬化、軸力の大きさなどに依存し²⁷⁾、また、有限変形解析においては部材の座屈の影響などにより必ずしも部材端に限定されるとは限らないが、弾塑性地震応答解析の対象は大変形、有限変形を許容するものではなく、部材の局所的な座屈の影響などにより、塑性変形の生ずる範囲が限定されることなどを考え、便宜上、一定領域の弾塑性ジョイントと想定する。塑性領域を固定せず、硬化材料を対象とする解析については次章に記す。

Fig. 2-1 は (d) 図の如き H 型断面に
 逆対称曲げモーメントが作用する単純梁
 の全塑性モーメント M_p と弾性限モーメント M_y の生ずる範囲を弾塑性ジョイントと定義し、ジョイント領域の相対回転角 Θ_i と節点回転角 θ_i とともに図示した

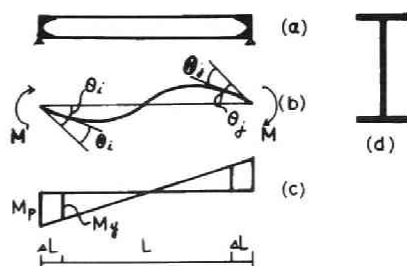


Fig.2-1 Definition Of elasto-plastic joint

もので、たとえば、H-588・300・12・20 Z²⁸⁾
 は、 $M_p = 4410 \sigma_y$ 、 $M_y = 3910 \sigma_y$ より

弾塑性ジョイント領域 $\Delta L = 0.054 L$ となる。一般には領域幅は

$$\frac{\Delta L}{L} = \frac{1}{2} \left(\frac{M_p}{M_y} - 1 \right)$$

で与えられる。矩形断面では $\Delta L/L = 0.25$ 、箱形断面では $\Delta L/L = 0.063$ となる。²⁸⁾

以下の解析においては、簡単のため、弾塑性ジョイント領域とその部材長の比一定と仮定する。

建築構造物の部材、接合部等の局所的な地震応答性状を明らかにするため、部材端部など降伏を予想される位置に、上述の如き、有限幅の弾塑性領域と想定し、他の部材を弾性と仮定した平面建築骨組を対象とする非定常非線形地震応答解析における基礎運動方程式を、一方向の水平地震のみが作用する基礎固定の構造物に対して、次式の如くマトリックス表示で与える。

$$([A]\frac{d^2}{dt^2} + [B]\frac{d}{dt})\{x\} + \{R\}\{x\} = -[A]\{y\}\frac{d^2}{dt^2} \quad (2-1)$$

こゝに、 $[A]$:質量マトリックス、 $[B]$:等価粘性減衰係数マトリックス、 $\{x\}$:運動座標に関する変位ベクトル、 $\{R\}$:非線形弾元カベクトルである。 T は時間、 y は地動変位を表す。

本章では、対象とする構造物を斜材を含まない多層多張間架構に限定し、(2-1)式の弾元カベクトル $\{R\}$ と次式の如く柱材の曲げモーメントで表現される層せん断力と、重心変位の水平変位に伴って生ずる軸方向力によるせん断力の和として表現する。

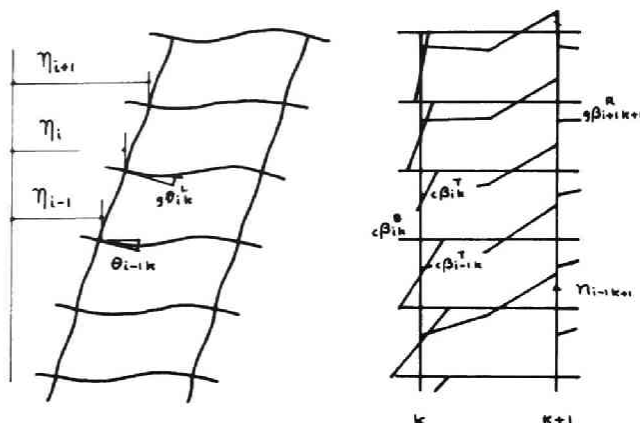


Fig.2-2 Typical model structure.

$$\{R\}\{x\}, \frac{d}{dt}\{x\}\} = [C]\{M\} - [N_s]\{x\} \quad (2-2)$$

部材端の曲げモーメントは通常の座圧撓角法に弾塑性ジョイントの相対回転角 Θ を加えることにより、 i 層 k 番目の柱について(2-3)式、梁について(2-4)式で与えられる。

$$cM_{i,k}^T = 2EcK_{i,k}\{2ca_{i,k}(\theta_{i,k} - c\Theta_{i,k}^T) + cb_{i,k}(\theta_{i-1,k} - c\Theta_{i,k}^B) - (2ca_{i,k} + cb_{i,k})c\psi_{i,k}\} \quad (2-3)_1$$

$$cM_{i,k}^B = 2EcK_{i,k}\{2ca_{i,k}(\theta_{i-1,k} - c\Theta_{i,k}^B) + cb_{i,k}(\theta_{i,k} - c\Theta_{i,k}^T) - (2ca_{i,k} + cb_{i,k})c\psi_{i,k}\} \quad (2-3)_2$$

$$gM_{i,k}^L = 2EgK_{i,k}\{2ga_{i,k}(\theta_{i,k} - g\Theta_{i,k}^L) + gb_{i,k}(\theta_{i,k+1} - g\Theta_{i,k}^R) - (2ga_{i,k} + gb_{i,k})g\psi_{i,k}\} \quad (2-4)_1$$

$$gM_{i,k}^R = 2EgK_{i,k}\{2ga_{i,k}(\theta_{i,k+1} - g\Theta_{i,k}^R) + gb_{i,k}(\theta_{i,k} - g\Theta_{i,k}^L) - (2ga_{i,k} + gb_{i,k})g\psi_{i,k}\} \quad (2-4)_2$$

(2-3)、(2-4)式と節点の釣合式より節点回転角を消去して、部材角 ψ 、ジョイント相対回転角 Θ 、重力による荷重 P に関する関係式を得る。

$$\{M\} = [F_1]\{\psi\} + [F_2]\{\Theta\} + [F_3]\{P\} \quad (2-5)$$

一方、弾塑性ジョイントの履歴特性から、ジョイントの相対回転角 Θ と増分 $\Delta\Theta$ およびジョイントに作用するせん断力 Q 、軸方向力 N の関数として曲げモーメントと変形は次式で結ばれる。

$$\{M\} = \{\Phi(\Theta, \Theta; N, Q)\} \quad (2-6)$$

(2-6)式に含まれる軸方向力は部材端部の軸方向変位 $\{X_p\}$ と弾塑性ジョイントの軸方向の伸縮 Θ_N の関数となり、それはまた、直交する部材のせん断力 $\{F_s\}$ と曲げモーメント $\{M\}$ で与えられる。

$$N_i = EA_i \{X_{pi} - X_{pi-1} - (\Theta_{Ni}^T + \Theta_{Ni}^B)\} / L_i \quad (2-7)$$

$$\{N\} = [F_A] \{X_p\} + [F_N] \{\Theta_N\} \quad (2-8)$$

$$\{N\} = [E] \{M\} \quad (2-9)$$

同様のせん断力は次式で与えられる

$$\{Q\} = [G] \{M\} \quad (2-10)$$

ここに、 $[C]$, $[E]$, $[G]$ は架構の形状係数マトリックス、 $[N_s]$ は一般に軸力を含むマトリックスであるが、静的軸力の逆対称性より、重力による軸力のみを含むマトリックスとなり、所謂P- Δ 効果を表わす。更に、(2-5)式の係数マトリックス $[F_p]$ は一般に軸方向力とせん断力を含む変数係数マトリックスである。たゞ、動的軸力 N_0 がEulerの座屈荷重に比し、小さい場合には近似的に次式で与えられる。^{註1}

$$\{M\} = [A(N_s)] \{\psi\} - [C(N_s)] \{\Theta\} + [\Theta(N_s)] \{N_0\} \{\psi\} - [Z(N_s)] \{N_0\} \{\Theta\} \quad (2-5')$$

註1 (2-3), (2-4)式中の係数 a , b は座屈模範法公式により次式で与えられる。

$$a = \frac{\varphi}{4} \left[\frac{\varphi}{1 - \varphi \cos \varphi} + \cot \varphi \right] \quad (1)$$

$$b = \frac{\varphi}{2} \left[\frac{\varphi}{1 - \varphi \cos \varphi} - \cot \varphi \right] \quad (2)$$

ここに、 $\varphi^2 = \frac{\pi^2 N}{4 N_e}$, $N_e = \frac{\pi^2 EI}{L^2}$: Eulerの座屈荷重、 N : 作用軸力である。通常の構造物においては、作用軸力はEuler荷重に比し小さく、 $\varphi \ll 1$

と仮定して上式を展開すると

$$a = 1 - \frac{1}{30} (2\varphi)^2 - \frac{11}{25000} (2\varphi)^4 - \dots \quad (3)$$

$$b = 1 + \frac{1}{60} (2\varphi)^2 + \frac{13}{25000} (2\varphi)^4 + \dots \quad (4)$$

となり、高次項を省略して次の近似式を得る。

$$M_{ij} \approx 2EK(2\theta_i + \theta_j - 3R) + 2EK(2\theta_i + \theta_j - (-2a'\theta_i - b'\theta_j + (2a'b')R)\varphi^2) \quad (5)$$

同様に弾塑性ジョイント相對回転角に對しては次式となる。

$$M_{ij} \approx 2EK(2\theta_i + \theta_j + 2\Theta_i + \Theta_j) + 2EK(2\theta_i + \theta_j - (-2a'\theta_i - b'\theta_j - 2a'\Theta_i - b'\Theta_j)\varphi^2) \quad (6)$$

、 $k = \alpha' = -\frac{1}{30} (29)^2$ 、 $b' = \frac{1}{60} (29)^2$ である。上二式より修正モーメントは軸力と部材角あるいは軸力と相対回転角について線形となり、最終関係の形式で表現される。²⁹⁾

(2-3), (2-4) 式中の部材角は、柱部材については水平方向の相対変位 $\{x\}_p$ 、梁部材については材軸方向変位 $\{x\}_l$ で与えられる。

$$\{x\}_p = \{x\}_p \quad (2-11)$$

$$g\{x\}_l = [L]\{x\}_l \quad (2-12)$$

(2-6) 式は一般には、種々の部材力の相互の関係で定まる降伏関数と降伏後の塑性流法則を用いて表現されるが、その詳細については第5章に譲り、こゝでは単純な表現にとどめる。

以上の基礎式より水平地震下の作用する弾塑性建築構造物の非定常非線形解を求めることが可能となるが、解析の便宜上と応答結果の表現上、これらの基礎式を以下の如く無次元表示する。

部材の基準剛度を K_0 、長さ・質量の基準量を L 、 M 、基準となる弾塑性ジョイント領域を ΔL 、弾性限曲げモーメントと弾性限相対回転角の基準量を \bar{B} 、 $\bar{\Delta}$ とすれば、ジョイントの基準剛性は $\bar{K} = \bar{B} / \bar{\Delta}$ で与えられる。これらの基準量を用いて基礎式は次の如く無次元表示される。

$$([a] \frac{d^2}{dt^2} + [b] \frac{d}{dt} + [n_s]) \{\dot{\gamma}\} + [c] \{\beta\} = -[a] \{\dot{\gamma}\} \alpha \cdot \alpha(t) \quad (2-13)$$

$$\{\beta\} = [f_1] \{\dot{\gamma}\} + [f_2] \{\dot{\gamma}\} + [f_3] \{p\} + [f_4] \{\dot{\gamma}\} \quad (2-14)$$

$$\{\beta\} = \{\phi(\dot{\gamma}, \dot{\gamma}; n, g)\} \quad (2-15)$$

$$\{n\} = [f_5] \{\dot{\gamma}\} + [f_6] \{\dot{\gamma}_n\} = [e] \{\beta\} \quad (2-16)$$

$$\{g\} = [g] \{\beta\} \quad (2-17)$$

$$g\{\dot{\gamma}\} = [d] \{\dot{\gamma}\} \quad (2-18)$$

ここに、 $[a] = [A] / M = [I]$ 、

$[b] = [B] L / \sqrt{M K}$

$$[c] = [C] \bar{L} = \begin{bmatrix} 1 & 1 & -1 & -1 & & & & & \\ & & 1 & 1 & -1 & -1 & & & \\ & & & & 1 & 1 & -1 & -1 & \\ & & & & & & 1 & 1 & \\ & & & & & & & & 1 & 1 \end{bmatrix}$$

$$[e] = [E] \bar{L} = \begin{bmatrix} 1 & 1 & 1 & & & & & & \\ & & & 1 & 1 & 1 & & & \\ & & & & & & 1 & 1 & 1 \end{bmatrix}$$

$$[n_s] = [N_s] \bar{L}^2 / \bar{K}$$

$$[f_1] = [F_1] \bar{L} / \bar{K} = [\tilde{F}_1] 2EK_0 / \bar{K}$$

$$[f_2] = [F_2] / \bar{K} = [\tilde{F}_2] 2EK_0 / \bar{K}$$

$$[f_3] = [F_3] / \bar{H}$$

$$[f_4] = [F_4] / \bar{K} = [\tilde{F}_4] 2EK_0 / \bar{K}$$

$$[f_5] = [F_5] \bar{H} \bar{L} / \bar{K} = 2EK_0 \bar{L} / \bar{K} \bar{H} \begin{bmatrix} k_1 & & \\ -k_2 & k_2 & \\ & -k_3 & k_3 \end{bmatrix}$$

$$[f_6] = [F_6] \bar{H} \bar{\Delta} \bar{z} / \bar{B}$$

$$[l] = [L] \bar{L} = [[I], -[I]]$$

$$\{\Phi(\vartheta, \dot{\vartheta}; q, n)\} = \{\Phi(\oplus, \dot{\oplus}; Q, N)\} / \bar{B}$$

$$\{\eta\} = \frac{\{x\}}{\bar{\Delta} \bar{L}} \quad \{\eta_z\} = \frac{\{x_z\}}{\bar{\Delta} \bar{L}} \quad \{q\} = \frac{\bar{L}}{\bar{B}} \{Q\}$$

$$\{\beta\} = \frac{\{M\}}{\bar{B}} \quad \{\tilde{\eta}\} = \frac{\{\oplus\}}{\bar{\Delta}} \quad \{\psi\} = \frac{\{\Psi\}}{\bar{\Delta}}$$

$$\{n\} = \frac{\bar{H}}{\bar{B}} \{N\} \quad \{\tilde{\eta}_z\} = \frac{\{\oplus_z\}}{\bar{\Delta}_z}$$

$$\tau = \frac{1}{\bar{L}} \sqrt{\frac{\bar{K}}{\bar{M}}} T \quad \alpha = \frac{|\frac{d^2}{dT^2} \tilde{\gamma}|_{\max} \bar{M} \bar{L}}{\bar{B}}$$

なお、強度パラメータ α を上式で定義すれば、基準化外乱波形関数 $\alpha(\tau)$ を得る

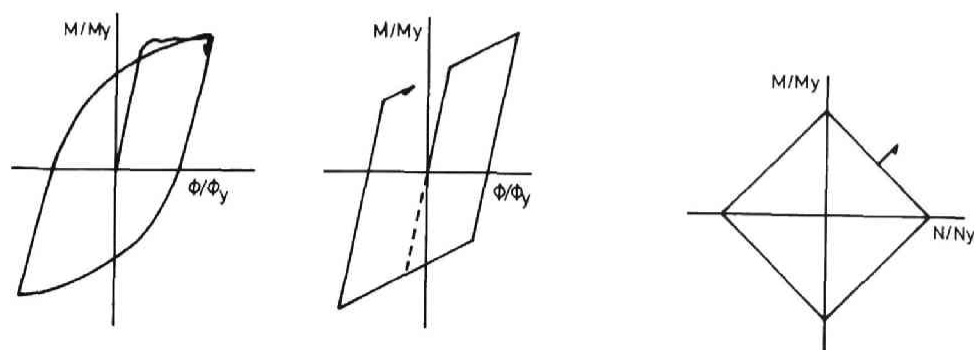


Fig.2-3 Restoring force characteristics, Fig.2-4 Idealized yield surface.

弾塑性ジョイントの復元力特性は材料の性質、断面形状により変化するが、鋼材の場合には Fig. 2-3 の左図の如く curvilinear な曲げモーメント-曲率関係を示すことが知られているが³⁰⁾、本章では、右図のように bi-linear な復元力特性として表現する。弾性限曲げモーメントは、その断面に作用する軸力やせん断力の影響を受けるが、Fig. 2-4 の如く理想化された降伏曲面を採用する。これは理想化された sandwich 断面に相当するが、さらに、一般的な降伏条件については第5章において述べる。

本解析における第1義的な耐震安全性の尺度である弾塑性ジョイントの相対回転角応答、即ち、ジョイント靱性率応答を、曲げモーメントのみが作用する場合の弾性限相対回転角 Δ に対する比として次式で定義する。

$$\theta = \frac{\Theta}{\Delta} = \frac{\Theta}{\Delta} \frac{\Delta}{\Delta} = \frac{\Theta}{\delta} \quad (2-19)$$

上式において δ は弾性限相対回転角分布であり、 Δ は降伏モーメント M_Y と曲率半径 R より次のように与えられる。

$$\Delta = \frac{\Delta L}{R} = \frac{M_Y}{EI} \Delta L = \frac{\bar{k}}{2EK_0} \frac{2\Delta L}{L} \frac{b}{k} \Delta \quad (2-20)$$

ここに、 b, k は対象とする弾塑性ジョイントの基準ジョイントに対する強度比及び基準部材に対する剛比であり、弾塑性ジョイント幅 ΔL と部材長さ L の比を仮定すれば $2EK_0/k$ が定まり、(2-14)式の係数マトリクスが確定する。基準の弾塑性ジョイントの弾性限回転角は

$$\bar{\Delta} = \frac{\bar{B}}{EI} \Delta L = \frac{\sigma_Y}{E} \cdot \frac{\bar{L}}{H} \cdot \frac{2\Delta L}{L} \quad (2-21)$$

となり、材料定数 σ_Y/E 、部材長さ と部材成の比 \bar{L}/H 及びジョイント無次元幅 $\Delta L/L$ より、鋼材の場合 1×10^{-3} 前後の値となる。

耐震安全性の尺度として、いま一つ重要な尺度は材料の繰返し塑性疲労に関する安全性の尺度であり、弾塑性ジョイントの履歴消費エネルギー E 次式で定義する。

$$\sigma_e^J = \frac{E}{E_0} = \frac{1}{\frac{1}{2} B \Delta} \int_0^T \Phi \frac{d\Theta}{dT} dT = \int_0^T \Phi \frac{d\theta}{dt} dt \quad (2-22)$$

上式の分母 $B\Delta/2$ はそのジョイントの弾性限ポテンシャル・エネルギー E 意味する。その他、変位系統の応答や層せん断力などが概格的な応答として重要である。

3 基礎運動方程式のエネルギーバランスト固有値方程式

前節の無次元基礎式 (2-13) ~ (2-18) 式において

$$\{\dot{q}\}_m = \{\dot{q}\}_f \quad (2-26)$$

$$\{\dot{q}\}_f = \{\dot{q}\}_s + \dot{\gamma} \{\dot{q}\}_r \quad (2-27)$$

$$\{\dot{q}\}_r = [J] \{\dot{q}\}_m \quad (2-28)$$

$$\{d\}_f = [b] \{\dot{q}\}_m = [J]^T \{p\}_f \quad (2-29)$$

$$\{r\}_f = [c] \{\beta\}_f = [J]^T \{g\}_f \quad (2-30)$$

$$\{d\}_f = [n] \{\dot{q}\}_m = [J]^T \{w\}_f \quad (2-31)$$

$$\alpha \cdot \alpha(\tau) = \frac{1}{\gamma} \quad (2-32)$$

と置く。ここで添字 f , m , r はそれぞれ静止座標, 運動座標, 相対座標に関する量を示し, \cdot は時間 τ に関する微分を示す。なお

$$[J] = \begin{bmatrix} 1 & 0 & 0 & 0 \\ -1 & 1 & 0 & 0 \\ -1 & 1 & 1 & 0 \\ & & \ddots & \ddots \\ & & & -1 & 1 \end{bmatrix} \quad [J]^{-1} = \begin{bmatrix} 1 & 0 & 0 & 0 \\ 1 & 1 & 0 & 0 \\ 1 & 1 & 1 & 0 \\ \vdots & \vdots & \vdots & \vdots \\ 1 & 1 & 1 & 1 \end{bmatrix} \quad (2-33)$$

であり, $\{p\}_f$, $\{g\}_f$, $\{w\}_f$ はそれぞれ無次元層粘性減衰力, 無次元層復元力 (層せん断力) および軸力によって生ずる無次元層せん断力を意味する。(2-13) 式を静止座標系によって標示し, $\{\dot{q}\}_f^T$ を左乗すると次式を得る。

$$\{\dot{q}\}_f^T [a] \{\ddot{q}\}_f + \{\dot{q}\}_f^T [b] \{\dot{q}\}_m + \{\dot{q}\}_f^T [c] \{\beta\}_f + \{\dot{q}\}_f^T [n] \{\dot{q}\}_m = 0 \quad (2-34)$$

あるいは

$$\{\dot{q}\}_f^T [a] \{\ddot{q}\}_f + \{\dot{q}\}_f^T \{p\}_f + \{\dot{q}\}_f^T \{g\}_f + \{\dot{q}\}_f^T \{w\}_f + \dot{\gamma} p_1 + \dot{\gamma} g_1 + \dot{\gamma} w_1 = 0 \quad (2-35)$$

(2-35) 式左辺の各項はそれぞれ次の物理量に対応する。

$$\dot{E}_k = \{\dot{q}\}_f^T [a] \{\ddot{q}\}_f \quad : \quad \text{運動エネルギー速度} \quad (2-36)$$

$$\dot{E}_{dv} = \{\dot{q}\}_f^T \{p\}_f \quad : \quad \text{消散エネルギー速度} \quad (2-37)$$

$$\dot{E}_p = \{\dot{q}\}_f^T \{g\}_f \quad : \quad \text{弾塑性ポテンシャルエネルギー速度} \quad (2-38)$$

$$\dot{E}_d = \{\dot{q}\}_f^T \{w\}_f \quad : \quad \text{軸力による仕事速度} \quad (2-39)$$

$$\dot{E}_{t1} = -\dot{\gamma} (p_1 + g_1) \quad : \quad \text{伝達エネルギー速度} \quad (2-40)$$

$$\dot{E}_{t2} = -\dot{\gamma} w_1 \quad : \quad \text{軸力による伝達エネルギー速度} \quad (2-41)$$

すなわち, (2-35) 式はエネルギー速度の平衡を表わす。(2-13) 式左辺第2項と (2-14) 式より, 初期条件の項を省略して, 弾塑性ポテンシャルエネルギー速度

\dot{E}_p を更に詳しく分類する。

$$\{\dot{\eta}\}_m = ([c][f_1])^{-1} \{[c]\{\beta\} - [c][f_2][\ell]\{\dot{\eta}_2\} - [c][f_4]\{\dot{\theta}\}\} \quad (2-42)$$

$$\begin{aligned} \dot{E}_p &= \{\dot{\eta}\}_r^T \{q\} = \{\dot{\eta}\}_m^T [J]^T [J]^T [c]\{\beta\} \\ &= \{\dot{\beta}\}^T [c]^T ([c][f_1])^T [c]\{\beta\} - \{\dot{\eta}_2\}^T [\ell]^T [f_2]^T [c]^T ([c][f_1])^T [c]\{\beta\} \\ &\quad - \{\dot{\theta}\}^T [f_4]^T [c]^T ([c][f_1])^T [c]\{\beta\} \end{aligned} \quad (2-43)$$

(2-43) 式右边第1項は部材の曲げ応力に関する弾性ポテンシャルエネルギー速度、第3項は接合部の曲げ応力に関する弾塑性ポテンシャルエネルギー速度である。右边第2項は軸応力に関するエネルギー速度であり、(2-44) 式を用いて次式のように分類する。

$$\{\dot{\eta}_2\} = [f_5]^{-1} \{\dot{n}\} - [f_5]^{-1} [f_6]\{\dot{\theta}_2\} \quad (2-44)$$

$$\begin{aligned} \{\dot{\eta}_2\}^T [\ell]^T [f_2]^T [c]^T ([c][f_1])^T [c]\{\beta\} &= \{\dot{n}\}^T [f_5]^{-T} [\ell]^T [f_2]^T [c]^T ([c][f_1])^T [c]\{\beta\} \\ &\quad - \{\dot{\theta}_2\}^T [f_6]^T [f_5]^{-T} [\ell]^T [f_2]^T [c]^T ([c][f_1])^T [c][e]^{-1} \{n\} \end{aligned} \quad (2-45)$$

(2-45) 式右边第1項は部材の軸力に関する弾性ポテンシャルエネルギー速度であり、第2項は接合部の軸力に関する弾塑性ポテンシャルエネルギー速度を意味する。(2-43), (2-45) 式中の弾塑性ジョイントに関するポテンシャルエネルギーの項は Maxwell-Betti の相互定理により簡単に記述できる。

$$[f_4] = [f_4]^T \quad (2-46)$$

$$[c][f_1] = [f_1]^T [c]^T \quad (2-47)$$

$$[c][f_4] = [f_1]^T \quad (2-48)$$

$$-[e][f_4] = [\ell]^T [f_2]^T \quad (2-49)$$

$$\{\dot{\theta}\}^T [f_4]^T [c]^T ([c][f_1])^T [c]\{\beta\} = \{\dot{\theta}\}^T \{\beta\} \quad (2-50)$$

$$\begin{aligned} \{\dot{\theta}_2\}^T [f_6]^T [f_5]^{-T} [\ell]^T [f_2]^T [c]^T ([c][f_1])^T [c][e]^{-1} \{n\} \\ = \{\dot{\theta}_2\}^T [f_6]^T [f_5]^{-T} [e][f_1] ([c][f_1])^T [c][e]^{-1} \{n\} = \{\dot{\theta}_2\}^T \{n\} \end{aligned} \quad (2-51)$$

(2-36) ~ (2-41) および (2-43), (2-45), (2-50), (2-51) の諸式から、(2-35) 式

で示されるエネルギー速度の平衡方程式は次のように表現される。

$$\dot{E}_k + \dot{E}_{dv} + \dot{E}_{pmm} + \dot{E}_{pmj} + \dot{E}_{pam} + \dot{E}_{paj} + \dot{E}_s = \dot{E}_{t1} + \dot{E}_{t2} \quad (2-52)$$

上式を積分すると、ここで対象とした動力学系のエネルギーバランスを示す基礎方程式の第1積分が次の如く得られる。

$$E_k + E_{dv} + E_{pmm} + E_{pmj} + E_{pam} + E_{paj} + E_s = E_{t1} + E_{t2} + E_0 \quad (2-53)$$

ここに、(2-53) 式の各項は次式で示される無次元量であり、それぞれ次の物理量に対応する。

$$E_k = \frac{1}{2} \{\dot{\eta}\}_f^T [m] \{\dot{\eta}\}_f \quad , \quad \text{運動エネルギー} \quad (2-54)$$

$$E_{dv} = \int_0^T \{\dot{\eta}\}_m^T [b] \{\dot{\eta}\}_m d\tau \quad : \quad \text{粘性減衰による消散エネルギー} \quad (2-55)$$

$$E_{pmm} = \frac{1}{2} \{\beta\}^T [c] ([c] [f_1])^{-1} [c] \{\beta\} \quad : \quad \text{部材の曲げ力に関する弾性エネルギー} \quad (2-56)$$

$$E_{pmj} = \int_0^T \{\dot{\eta}\}_j^T \{\beta\} d\tau \quad : \quad \text{ジョイントの曲げ力に関する弾塑性エネルギー} \quad (2-57)$$

$$E_{pam} = \frac{1}{2} \{n\}^T [f_s]^{-1} \{n\} \quad : \quad \text{部材の軸力に関する弾性エネルギー} \quad (2-58)$$

$$E_{paj} = \int_0^T \{\dot{\eta}\}_j^T \{n\} d\tau \quad : \quad \text{ジョイントの軸力に関する弾塑性エネルギー} \quad (2-59)$$

$$E_s = \int_0^T \{\dot{\eta}\}_f^T \{w\} d\tau \quad , \quad \text{軸力の為の仕事} \quad (2-60)$$

$$E_{t1} = - \int_0^T \dot{\eta} (p_1 + g_1) d\tau \quad : \quad \text{伝達エネルギー} \quad (2-61)$$

$$E_{t2} = - \int_0^T \dot{\eta} w_1 d\tau \quad , \quad \text{軸力による伝達エネルギー} \quad (2-62)$$

(2-53) 式右辺の E_0 は $\tau=0$ における初期条件、すなわち、架構の初期エネルギーである。

基礎方程式 (2-13) 式において、特に、微小弾性変形を対象として

$$\{\beta\} = \begin{Bmatrix} \{\beta\}^c \\ \{\beta\}^g \end{Bmatrix} \quad \{\eta\} = \begin{Bmatrix} \{\eta\}^c \\ \{\eta\}^g \end{Bmatrix} \quad (2-63)$$

$$\{\eta\}^c = [\delta]^c [b]^c \{\beta\}^c \quad \{\eta\}^g = [\delta]^g [b]^g \{\beta\}^g \quad (2-64)$$

$$\{\eta\}^g = [\delta]^g [b]^g \{\beta\}^g$$

とおく

$$\{n\} = [e]\{\beta\}^g = [f_5]\{\eta\} + [f_6]\{\theta\} = [f_5]\{\eta\} + [f_6][\delta_2][b_2]^{-1}\{\eta\}$$

$$\{\eta\} = [f_5]^{-1}([I] - [f_6][\delta_2][b_2]^{-1})[e][g]\{\beta\}^e \quad (2-65)$$

$$\{\psi\}^g = [d]\{\eta\} = [d][f_5]^{-1}([I] - [f_6][\delta_2][b_2]^{-1})[e][g]\{\beta\}^e \quad (2-66)$$

のように、 $\{\eta\}$ 、 $\{\psi\}^g$ が $\{\beta\}^e$ で表現され、これらに (2-14) 式に代入すると $\{\beta\}^e$ は $\{\eta\}$ の関数となり、運動方程式は次のように書ける。

$$[a]\{\ddot{\eta}\} + [b]\{\dot{\eta}\} + [\bar{c}]\{\eta\} = -[a]\{1\} \alpha \cdot \alpha(t) \quad (2-67)$$

上式右辺が零のとき、弾性範囲内における固有値方程式は次式となる。

$$\Delta_c(s) = \det. | [a]s^2 + [b]s + [\bar{c}] | = 0 \quad (2-68)$$

ここに、superfix c, g はそれぞれ柱および梁に関する諸量と意味する。

4 地震応答解析法

4.1 定常弾性地震応答解析

弾塑性ジョイントをもつ基礎固定平面架構の無次元運動方程式は(2-13)式で与えられるが、こゝでは弾塑性ジョイントの動的挙動を弾性範囲に限定し、前節固有値方程式の誘導に用いた関係式 $[b]^{-1}\{\beta\} = [c]^{-1}\{\gamma\}$ より、次式の運動方程式を得る。

$$[a]\{\ddot{\eta}\} + [b]\{\dot{\eta}\} + [c]\{\eta\} = \{f(\tau)\} \quad (2-69)$$

上式の左辺第二項に Rayleigh の条件と Caughey³¹⁾ の条件を仮定することにより、衆知の如く、多自由度系の運動を振動次数毎の独立な解の重ね合せとして表現する。

$$([a]\frac{d^2}{d\tau^2} + 2[h][\omega])\frac{d}{d\tau}\{\eta\} + ([c])\{\eta\} = [n\varphi]^T\{f(\tau)\} \quad (2-70)$$

$$\text{こゝに、} \{n\varphi\} = \frac{\{\varphi_{\nu}\}}{(\{\varphi_{\nu}\}^T [a] \{\varphi_{\nu}\})^{1/2}} \quad [n\varphi]^T [b] [n\varphi] = 2[h][\omega]^{1/2} \quad (2-71)$$

$$[n\varphi]^T [c] [n\varphi] = [\omega^2] = \begin{bmatrix} \omega_1^2 & & \\ & \omega_2^2 & \\ & & \ddots \\ & & & \omega_n^2 \end{bmatrix}, \quad [h] = \begin{bmatrix} h_1 & & \\ & h_2 & \\ & & \ddots \\ & & & h_n \end{bmatrix} \quad (2-72)$$

$$\{\eta\} = [n\varphi][\eta] * [n\varphi]^T\{\tilde{f}\} \quad (2-73)$$

$$\{\tilde{\eta}\} = [n\varphi][H(\omega)][n\varphi]^T\{\tilde{f}(\omega)\} \quad (2-74)$$

上式の $[c]$, $[h]$ は単位質量応答ベクトリックス、伝達ベクトリックスであり、各対角要素は次式で与えられる。

$$g_{\nu}(\tau) = \frac{1}{\sqrt{1-h_{\nu}^2}} \exp(-h_{\nu}\omega_{\nu}\tau) \sin\sqrt{1-h_{\nu}^2}\omega_{\nu}\tau \quad \tau > 0 \\ = 0 \quad \tau \leq 0 \quad (2-75)$$

$$H_{\nu}(\omega) = \frac{1}{(\omega_{\nu}^2 - \omega^2) + 2h_{\nu}\omega_{\nu}\omega i} \quad (2-76)$$

各ジョイントの弾性率応答は

$$[b]^{-1}\{\beta\} = [b]^{-1}([c] + [f])^{-1}[f]\{\eta\} \equiv [A]\{\eta\} \quad (2-77)$$

と表現され、一般に、種々の弾性応答は同様の表現をとる故、こゝでは任意の応答 $\{\mu(\tau)\}$ またはその Fourier 変換された量 $\{\tilde{\mu}(\omega)\}$ とし、 $\{\mu\} = [A]\{\eta\}$ と表わす。

$$\{\tilde{\mu}(\omega)\} = [A][n\varphi][H(\omega)][n\varphi]^T\{\tilde{f}(\omega)\} \quad (2-78)$$

定常、ガリ対する二乗平均値応答は次式で与えられる。³²⁾

$$[R_{\mu\mu}(0)] = \int_{-\infty}^{\infty} [A][n\varphi][H(\omega)][n\varphi]^T \{\hat{f}(\omega)\} \{\hat{f}(\omega)\}^* [n\varphi][H(\omega)]^* [n\varphi]^T [A]^T d\omega \quad (2-79)$$

上式の $\{\hat{f}(\omega)\} \{\hat{f}(\omega)\}^*$ は地動外乱の場合には $\{1\} \{1\}^T \varphi_{ff}(\omega)$ となり、外乱 E white noise にとるとそのスペクトル密度は常数 K で与えられる、 $K = 30\pi \text{ cm}^2/\text{sec}^3$ が最大加速度 200 gal の地震波に相当することが Rosenblueth らの研究により知られており³³⁾、例えば $\varphi_{ff} = 1$ のとき (2-9) 式の無次元外乱パラメータ

$$\alpha = \frac{200}{30\pi} = 2.122 \quad (2-80)$$

ベースシヤー係数 0.2, 梁、柱強度比 $\beta = 0.6$ の構造物に対する有次元加速度振幅

$$\text{は } \frac{A}{g} = \frac{S \sum m_i}{2(1+\beta)} \quad \alpha = 0.9284 \quad (2-81)$$

を考えたことに相当する。

外乱スペクトル密度が一質点の加速度伝達関数によって表現される多層構造物の一般解は田治見によって導かれており³⁴⁾、bi-linear型の履歴特性をもつせん断型質点系に等価線形化の手法を応用して動力学特性分布の適正化を試みた研究³⁵⁾もある。ここでは、同様な方法を弾塑性ジョイントをもつ極推力架構に適用し、弾性範囲の二乗平均値応答を求める。

正規直交固有マトリクス $[n\varphi]$ を用いて出力 $\mu(\omega)$ のスペクトル密度マトリックスは次式となる。

$$\begin{aligned} [\mu S(\omega)] &= [A][n\varphi][H(\omega)][n\varphi]^T [S(\omega)][n\varphi][H(\omega)]^* [n\varphi]^T [A]^T \\ &= [A][n\varphi][H(\omega)][\Phi][H(\omega)]^* [n\varphi]^T [A]^T \end{aligned} \quad (2-82)$$

ここに $[\Phi]$ の要素

$$\Phi_{ij} = \left(\sum_k n\varphi_{ik} \right) \left(\sum_l n\varphi_{lj} \right) \quad (2-83)$$

$[H(\omega)]$ の対角要素とその conjugate を g_i, g_i^* とすると $[H(\omega)][\Phi][H(\omega)]^*$ の要素は

$$H_{ij} = \left(\sum_k n\varphi_{ik} \right) \left(\sum_l n\varphi_{lj} \right) g_i g_l^* \quad (2-84)$$

となり、任意の出力 μ に関するスペクトル密度は $[A][n\varphi] \equiv [\bar{A}]$ として

$$\mu S(\omega)_{ii} = \sum_k \sum_l \bar{A}_{ik} A_{il} g_k g_l^* \left(\sum_m n\varphi_{mk} \right) \left(\sum_n n\varphi_{nl} \right) S_0 \quad (2-85)$$

で与えられる。

こゝに、

$$g_{kp} = \frac{1}{2} (g_{kp} g_{kp}^* + g_{pk}^* g_{kp}) \quad (2-86)$$

とおくと、上式の逆変換かつ乗平均値定理は留数の定理から、対角要素 g_{pp} について

$$\int_{-\infty}^{\infty} \frac{d\omega}{(\omega_p^2 - \omega^2)^2 + (2h_p \omega_p \omega)^2} = \frac{\pi}{2h_p \omega_p^3} \quad (2-87)$$

非対角要素 $g_{p\mu}$ について

$$\begin{aligned} & \int_{-\infty}^{\infty} \left\{ \frac{1}{(\omega_p^2 - \omega^2)^2 + 2h_p \omega_p \omega} \cdot \frac{1}{(\omega_\mu^2 - \omega^2)^2 + 2h_\mu \omega_\mu \omega} \right. \\ & \quad \left. + \frac{1}{(\omega_\mu^2 - \omega^2)^2 + 2h_\mu \omega_\mu \omega} \cdot \frac{1}{(\omega_p^2 - \omega^2)^2 + 2h_p \omega_p \omega} \right\} d\omega \\ & = \frac{4\pi(h_p \omega_p + h_\mu \omega_\mu)}{\omega_p^4 + \omega_\mu^4 + 4h_p h_\mu \omega_p \omega_\mu (\omega_p^2 + \omega_\mu^2) + 2\omega_p^2 \omega_\mu^2 (2h_p^2 + 2h_\mu^2 - 1)} \quad (2-88) \end{aligned}$$

となり、弾性系の一階的な乗平均値定理が得られる。

4.2 非定常非線形地震応答解析

弾塑性ジョイントをもつ建築架構の非定常非線形地震応答解析を行うには、2階連立非線形微分方程式を解くことになるが、その方法としては step by step に線形解と連続して非線形解を得る digital computer による数値積分法と非線形回路を用いて時間に関する連続解を得る analog computer による解法とが考えられる。前者は応答値と詳細に調べるのに便であり、後者は建築物の地震応答性状を parametric に検討するのに有利である。本章2節の基礎式を analog computer により解く方法とその結果については発表論文²⁷⁾に示しているが、高層フレームの詳細な応答を得るには多数の非線形回路や加算器を必要とし、その結果、直流成分の集積による誤差を生ずる欠点があり、こゝでは、digital computer による数値積分法についてのみ示す。

通常、非定常非線形地震応答を得るための数値積分法として、線形加速度法、Newmarkのβ法、Runge-kutta 法などが用いられるが²⁶⁾、本章で取扱う如き詳細な地震応答について論ずるには、精度の高い数値積分法が要求される。こゝでは、4th orderのRunge-kutta MethodとGauß-Seidel法と併用することに

よって各段階において所定の精度が保証される。

(2-13) 式の無次元連立 2 階常微分方程式と次式で表す。

$$\{\dot{\eta}\} = \frac{d\eta}{d\tau} = F(\tau, \eta, \beta) = \{\dot{\beta}\} \quad (2-89)$$

$$\{\dot{\beta}\} = \frac{d\beta}{d\tau} = G(\tau, \eta, \beta) = -([A]^{-1}[b]\{\beta\} + [A]^{-1}[n_s]\{\eta\} + [A]^{-1}[c]\{\beta(\tau)\} - \{\dot{\eta}(\tau)\}) \quad (2-90)$$

上式で、初期条件 η_0, β_0 が与えられると p step の解は p-1 step の条件のもとに次式で与えられる。

$$\eta^p = \eta^{p-1} + \frac{1}{6} \{k_0 + 2(k_1 + k_2) + k_3\} \quad (2-91)$$

$$\beta^p = \beta^{p-1} + \frac{1}{6} \{l_0 + 2(l_1 + l_2) + l_3\} \quad (2-92)$$

こゝに、

$$\begin{aligned} k_0 &= \Delta\tau \dot{\eta}^{p-1} \\ k_1 &= \Delta\tau \left(\dot{\eta}^{p-1} + \frac{\dot{l}_0}{2} \right) \\ k_2 &= \Delta\tau \left(\dot{\eta}^{p-1} + \frac{\dot{l}_1}{2} \right) \\ k_3 &= \Delta\tau \left(\dot{\eta}^{p-1} + \dot{l}_2 \right) \\ l_0 &= \Delta\tau \cdot G \left(\tau^{p-1}, \eta^{p-1}, \beta^{p-1} \right) \\ l_1 &= \Delta\tau \cdot G \left(\tau^{p-1} + \frac{\Delta\tau}{2}, \eta^{p-1} + \frac{k_0}{2}, \beta^{p-1} + \frac{l_0}{2} \right) \\ l_2 &= \Delta\tau \cdot G \left(\tau^{p-1} + \frac{\Delta\tau}{2}, \eta^{p-1} + \frac{k_1}{2}, \beta^{p-1} + \frac{l_1}{2} \right) \\ l_3 &= \Delta\tau \cdot G \left(\tau^p, \eta^{p-1} + k_2, \beta^{p-1} + l_2 \right) \end{aligned} \quad (2-93)$$

異動変位の増分 $\{\Delta\eta\}$ が求められると (2-14) ~ (2-18) 式を用いて弾塑性ジョイントの曲げモーメント増分 $\{\Delta\beta\}$, 対応する相対回転角増分 $\{\Delta\theta\}$ および軸方向力増分 $\{\Delta N\}$ と軸方向変位増分 $\{\Delta\delta\}$ とを連立して求めることになるが、最初 $k \cdot \Delta\beta/b = \Delta\theta/8$, すなわち弾性を仮定して全ての断面力増分を計算する。次に同じジョイントの変形による断面力の影響を除いた増分と p-1 step の断面力の和を以下の条件により分類する。

$$mU_k = (\Delta\beta_k - f_{4kk} \Delta\delta_k) / b_k \quad (2-94)$$

$$nU_k = (\Delta N_k - f_{6kk} \Delta\delta_k) / b_{2k} \quad (2-95)$$

$$-1 \leq |\beta_k/b_k + mU_k| + |N_k/b_{2k} + nU_k| \leq 1 \quad (2-96)$$

のとき、k ジョイントは弾性であり

$$\Delta \delta_k = \frac{\Delta \beta_k}{b_k} = \frac{m u_k}{b_k - f_{6kr}} \quad (2-97)$$

$$\Delta \delta_{2k} = \frac{\Delta n}{b_{nk}} = \frac{n u_k}{b_{nk} - f_{6kr}} \quad (2-98)$$

$$|\beta_k/b_k + m u_k| + |n_k/b_{nk} + n u_k| > 1 \quad (2-99)$$

のとき、Rジョイントは塑性域に入り、理想サントイッチ断面を仮定すれば

$$\begin{Bmatrix} \Delta \delta \\ \Delta \delta_2 \end{Bmatrix} = \frac{1}{\Delta} \begin{bmatrix} \frac{1}{2} - \frac{f_{6kr}}{b_{nk}} & -\frac{1}{2} \\ -\frac{1}{2} & \frac{1}{2} - \frac{f_{6kr}}{b_k} \end{bmatrix} \begin{Bmatrix} m u_k \\ n u_k \end{Bmatrix} \quad (2-100)$$

で与えられる。こゝに

$$\Delta = \det \begin{bmatrix} \frac{1}{2} - \frac{f_{6kr}}{b_k} & -\frac{1}{2} \\ -\frac{1}{2} & \frac{1}{2} - \frac{f_{6kr}}{b_{nk}} \end{bmatrix} \quad (2-101)$$

以上の計算から弾塑性ジョイントの変形量が得られるが、その結果を(2-15)~(2-18)式の増分形式に代入し、新たな増分 $\Delta \beta_k, \Delta \delta_k, \Delta n_k, \Delta \delta_{2k}$ が求まる。従って、各弾塑性ジョイントの変形量が、次式の条件を満足するまで逐次近似を行なうことにより、p step の解が得られる。

$$\frac{\sum |\delta_k^p - \delta_k^{p-1}|}{\sum |\delta_k^p|} \leq \varepsilon \quad (2-102)$$

こゝに p は逐次近似の次数を示す。後述される数値例では強い塑性挙動に対して75回程度の繰返しにより、相対誤差 0.5% の範囲まで収束する。

5 構造物の弾性地震応答特性

5.1 序

構造物の耐震設計は建物の用途、規模、建設材料、地盤の特性、地震の発生頻度などを考慮した上で最も経済的、合理的に行なう必要があるが、通常の建物を対象とする場合には、頻度の比較的多い中震程度の地震に対しては外乱安全率を小さくとり、地震外乱群を正確に予想する一方、応答安全率を大きく導入した弾性許容応答設計法をとり、発生頻度の小さい微震や烈震外乱群に対しては外乱安全率と比較的大きくとり、終局状態において耐震安全性を判定することが望まれる³⁷⁾。しかし、弾性域における構造物の動特性と塑性域における動特性が急変するような構造物は避けねばならず、耐震設計においては、まず、弾性範囲の耐震安全性が一様化されるような部材乃至は接合部の設計を行なうことが必要であろう。

ここでは、耐震設計の基本となる弾性地震応答により、部材の動特性分布と局所的な地震応答分布の関係について検討する。弾性地震応答を適正化する研究は、所謂せん断型質点系構造物に対して過去の強震記録波形の El Centro, Taft, Osaka などを入力とし、高層建物（固有周期 1～5 秒）に対して、相対変位と一様にするという規範から構造物に賦与すべき適正な動力特性分布を抽出した久徳の研究があり³⁸⁾、一方、小堀、南井、河野は Random 入力（white noise）の作用する 3 質点系の構造物の二乗平均応答が一様となる分布と久徳と同じパラメータを用いて求めた結果、弾性乃至は等価線形化し得る微小弾塑性応答について前者と類似の分布で適正化されることを示している³⁵⁾。地盤の filter 特性を含む確率統計的な評価は田治見³⁴⁾、および、小堀、井上、河野らにより研究されている³⁹⁾。現実の構造物の耐震安全性を考えると、柱の安全性と梁と同程度に保つためには、所謂、せん断型モデルでは表現できない、ある層の変位の影響が他層の復元力に関係することになり、相対変位と一様とする規範が必ずしも個々の部材の安全性を一様化する意味をもたない場合が生じることは、柱の軸方向変形による架構全体の曲げモーメントを考えれば明らかである。本節では、Random 入力に対する 7 層架構の部材端に想定した弾塑性ジョイントの相対回転角、即ち、局所的靱性率応答が一様化されるような梁、柱部材の動特性分布を求め、後段では不規則波形およびそれが 1 自由度の filter を経た波形数個の非定常応答から得られる平均的な応答により、確率論

から得られた適正度の検討を行なう。その結果は次節において非正常非線形応答と比較される。等価線形化の手法を用いた非線形ランダム応答についても塑性流れを含む興味ある解析が行なわれているが⁴⁰⁾、ここでは、弾性応答に対する軸力、軸方向変形などの影響について検討する。

5.2 構造物モデルと入出力

現実の構造物の動特性をできるだけ忠実に表現し、かつ、求めようとする局所的な地震応答性状を把握しうる普遍的にして簡素な構造物モデルとして、Fig. 2-5 の如き7層1張間の基礎固定門型架構を採用するが、これは、久徳の7質点モデルに対応するものであり、モデルの質量分布、階高、柱、梁部材成は各層一定、柱間隔は階高の2倍と想定し、弾塑性ジョイントの動力学特性は対応する部材の動特性と一致あると仮定し、柱の弾性限界モーメント分布と Fig. 2-6 に示すように次式で与える³⁸⁾。

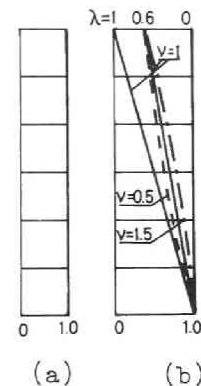
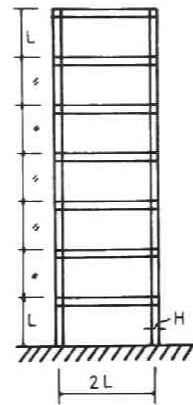


Fig. 2-5 Model structure. Fig. 2-6 Distribution of dynamic characteristics.

ここに、 λ , ν は構造指数と呼ばれ、 $\lambda=0$ で一様分布、 $\lambda=1$ で三角形型の強度分布を与える。また、 ν は分布のふくらみと表われ、 $\nu=1$ で直線、 $\nu \geq 1$ では Fig. 2-6 の如く凹、または、凸の分布となる。 N は全層数、ここでは $N=7$ とする。一層柱の剛度を基準値として選ぶと、各層の柱剛比は、

$$k_i = \frac{I_i/L_i}{\bar{I}/\bar{L}} = \frac{B_i \cdot H_i \cdot \bar{L}}{\bar{B} \cdot \bar{H} \cdot \bar{L}_i} = b_i \frac{h_i}{l_i} \quad (2-104)$$

より、部材成比 h_i 、階高比 l_i および強度比 b_i で与えられ、 $\{k_i\} = \{h_i\} = \{1\}$ のとき、強度分布と等しい剛性分布ともつ。一方、梁の強度は次式より決定する。

$$\bar{\beta} = \frac{\sum_a B_k}{\sum_c B_k} \quad (2-105)$$

ここに、 $\sum_a B_k$, $\sum_c B_k$ は k 節点に接続する梁と柱の曲げ強度和であり、 $\bar{\beta} = \infty$ では梁

剛性無限大の所謂せん断型質点系モデルとなり、 $\bar{\beta}=0$ では梁剛性が奇数でない曲げ型モデルとなる。こゝでは、 $\bar{\beta}$ は架構の特性を表わす重要なパラメータとして $\bar{\beta}=0, 0.2, 0.4, 0.6, 0.8, 1.0, 5, 10, 50$ を採用するが、柱の安全性を考えると $0.4 \leq \bar{\beta} \leq 1.0$ の値が結果に重要な意味をもつと考えられる。なお、最上層の梁については、延断性の極端な変化を避けるため $\sum g B_R = 2\bar{\beta} \sum c B_R$ とする。

基準部材の弾性限曲げ強度 \bar{B} と弾性限軸方向強度 \bar{N}_Y とは、部材あるいは弾塑性性ジョイントの断面形状により決定され、たとえばH型断面では

$$\mu = \frac{B}{N_Y H} = \frac{\frac{1}{2} + R}{2(1+R)} = \begin{cases} \frac{1}{2} & (A_w \rightarrow 0) \\ \frac{1}{4} & (A_w \gg A_f) \end{cases} \quad (2-106)$$

円形断面では

$$\mu = \frac{B}{N_Y H} = \frac{4}{3\pi} \cdot \frac{1 + H'/H + (H'/H)^2}{1 + H'/H} = \frac{4}{3\pi} \quad (H' \rightarrow 0) \quad (2-107)$$

となるが^[18]、この値 μ は部材の伸縮による影響を表現するパラメータとして採用し $\mu=0, 1/4, 1/2$ とする。上式中 R はフランジとウェブの面積比、 H, H' は断面の外径と内径を表わす。

架構に作用する重力による軸力（鉛直荷重）は架構の base shear 係数 S を用いて以下の如く決定する。基準階の層せん断力 Q は全重量と S の積で示され、それは、また、基準階の弾性限せん断力に等しい。

$$Q = \bar{M} \sum m_i g S = \frac{2(\bar{B} + \bar{B}\bar{\beta})}{L} \quad (2-108)$$

したがって、 i 層に作用する無次元軸力 n_{is} は次式で与えられる。

$$n_{is} = \frac{N_{is}}{\bar{B}/H} = \frac{\bar{M} \sum m_i g \cdot \frac{N-i+1}{N} \cdot \frac{\bar{H}}{B}}{2} = \frac{\bar{M} \sum m_i g \bar{L}}{B} \cdot \frac{N-i+1}{2N} \cdot \frac{\bar{H}}{\bar{L}} = \frac{(1+\bar{\beta})N-i+1}{S} \cdot \frac{\bar{H}}{N} \cdot \frac{\bar{H}}{\bar{L}} \quad (2-109)$$

上式より base shear 係数 S を変化させることは、後述する外乱強度パラメータに關係するとともに、静軸的軸力 n_{is} を変化させることになり sway によって生じる附加モーメント、所謂 P- Δ の影響を含むことになる。こゝでは、 $S=0.1, 0.2$ および静的軸力の影響を無視した場合の 3 ケースを考える。その他、こゝで想定した無次元量は、柱部材高と階高の比 $\bar{H}/\bar{L}=3/20$ 、弾塑性性ジョイントの有効値 $\Delta L/\bar{L}=1/20$ であり、弾性限回転角の基準量は $\bar{\Delta}=10^3$ と定める。

なお、鉛直荷重による断面力分布はある層の荷重の $1/2$ が梁中央に集中し、残りの $1/2$ が柱頭に作用すると仮定したとき、重力によって梁端部に生ずる二次式の固定端モーメントから決定される。

$$m_0 = \frac{M_0}{B} = \frac{1}{8} \frac{PL}{B} = \frac{1}{8} \frac{\bar{M}g/2 \cdot 2L}{B} = \frac{1+\beta}{4\beta \Sigma m_i} \quad (2-110)$$

地震外乱は衆知の如く、発震機構や波動伝達地盤、建物基礎周辺地盤の不規則性不確定性により、対象とする構造物あるいは設定地盤に到達するときには種々の周波数を含む不規則波形となることが、過去の地震記録の解析から知られている⁴¹⁾。

この節において採用される地震波は上述の条件と弾性応答であることから次の三種類とする。

1. 理論的不規則外乱
2. 統計的不規則外乱
3. 実地震記録波形

最初の理論的不規則外乱は解析の簡単なためと構造物の動特性に関する一般的な傾向を把握するのに便利のために採用したものであり、周波数特性をもたない定常ラシタム波 (white noise) と考え、構造物乃至は構造部材の平均靱性率応答を求めることによって、地震応答に与える各種要因の影響を定性的に明らかにする。定常入力に対して、構造物に与える減衰は、振動数^逆比例型と一^次振動に対する減衰比 β とした場合と、振動数に比例なく $1/\omega$ とした場合の二種類を考えるが、一般に地震外乱は固有のスペクトル特性をもっており、高次振動成分が無視できない場合が生ずるため、減衰比によってその傾向を把握することを意図している。この定常外乱に対し、有限の観測時間をもつ波形関数と京大計算センターの大型計算機 FACOM 630 に用意された乱数から、平均値零、標準偏差 1 となる $-1 < a_i < 1$ の振幅を時間軸上にとり、1 case 1000 step の波形関数 5 ケを制作し⁴²⁾ その加速度波形を Fig. 2-7 に、また、波形のスペクトルを Fig. 2-8 に示す。右下に示す図はこれら 5 ケの波形の平均スペクトルであり、これらの波形が大概一様なスペクトルをもつことを示している。通常の地震波形には 1 つ、または、いくつかの卓越した周波数が見られるため、ここで得られた 5 ケの加速度波形を入力とし、固有振動数 2 Hz、減衰比 60% の 1 自由度系に作用させた場合の絶対座標に関する加

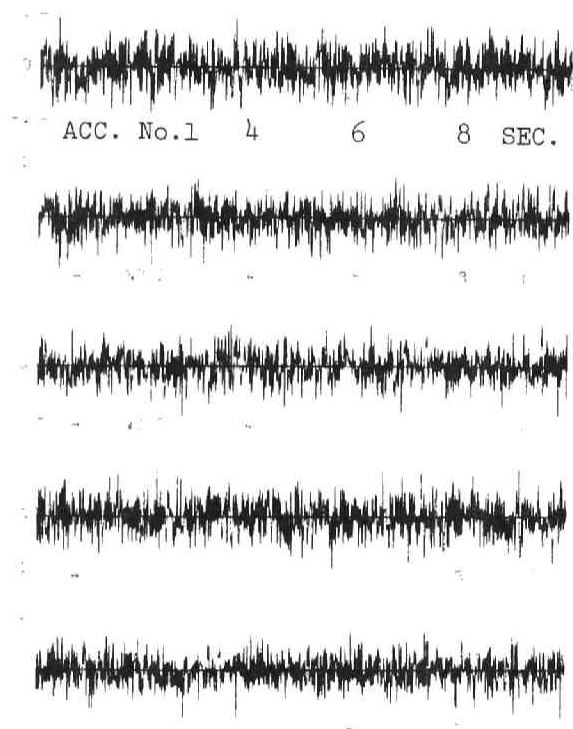


Fig.2-7 Artificial earthquake.

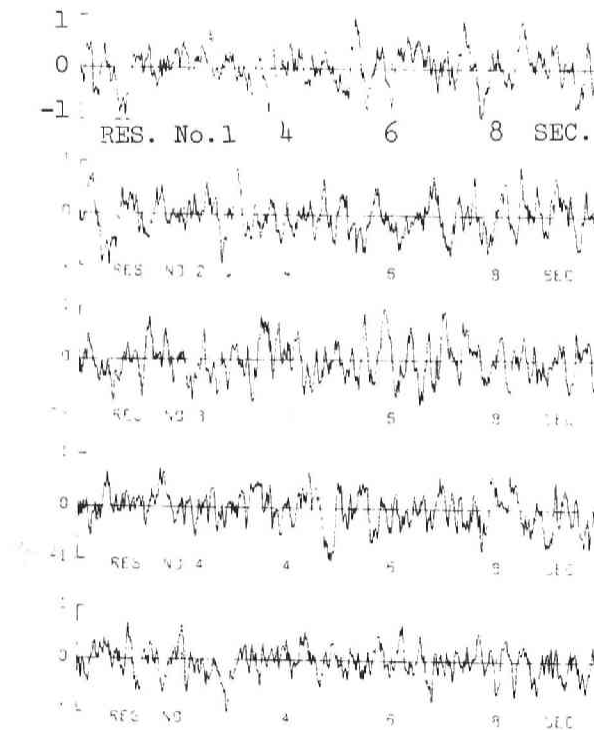


Fig.2-9 Filtered artificial earthquake.

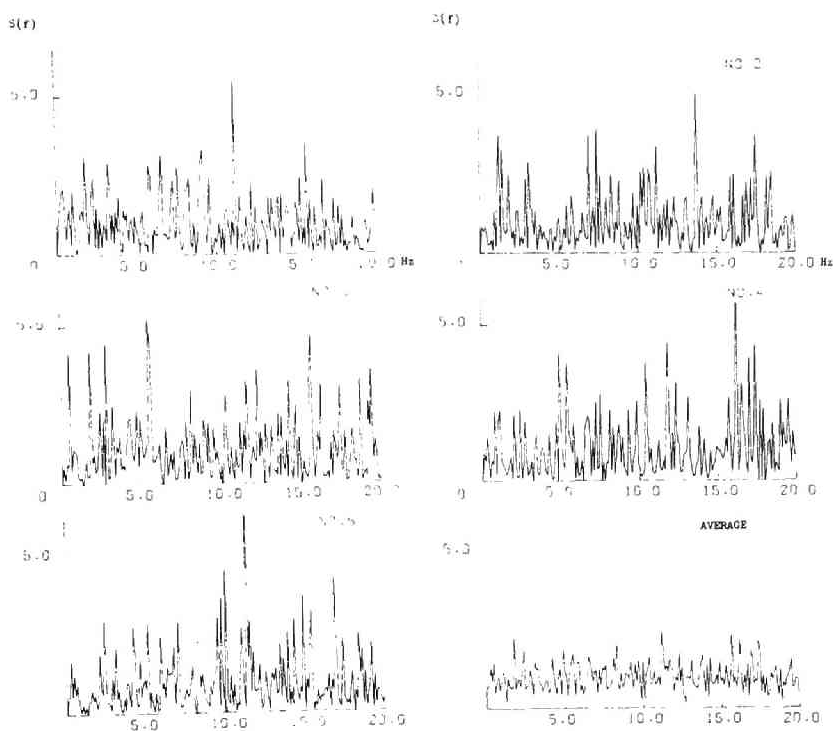


Fig.2-8 Power spectral density of artificial earthquake.

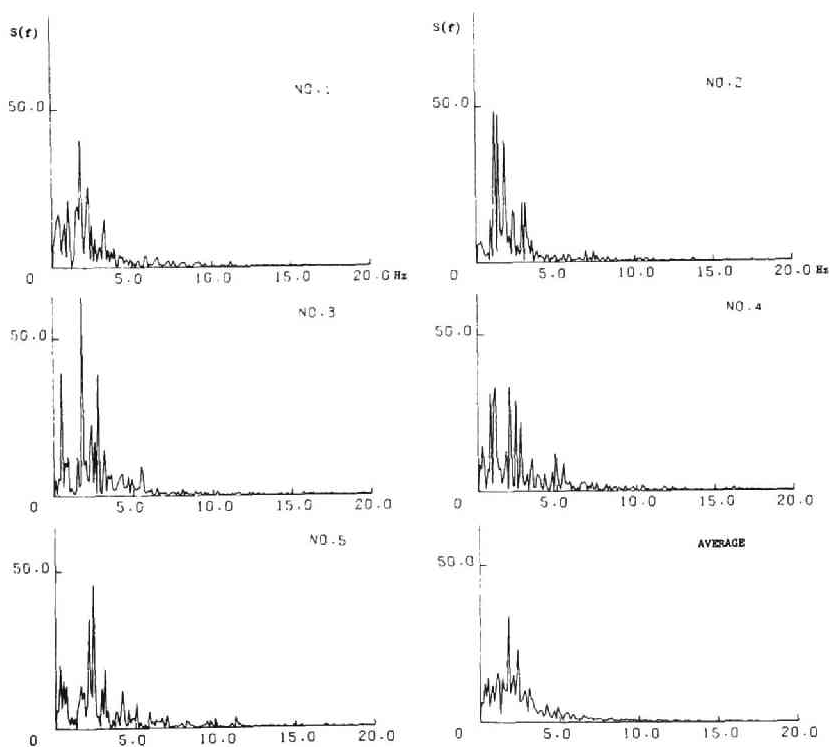


Fig.2-10 Power spectral density of filtered earthquake.

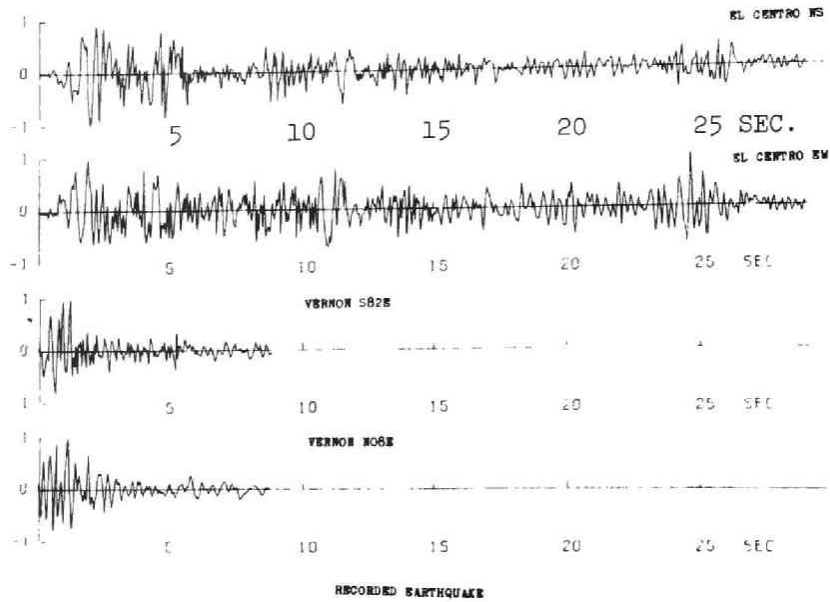


Fig.2-11 Recorded earthquake.

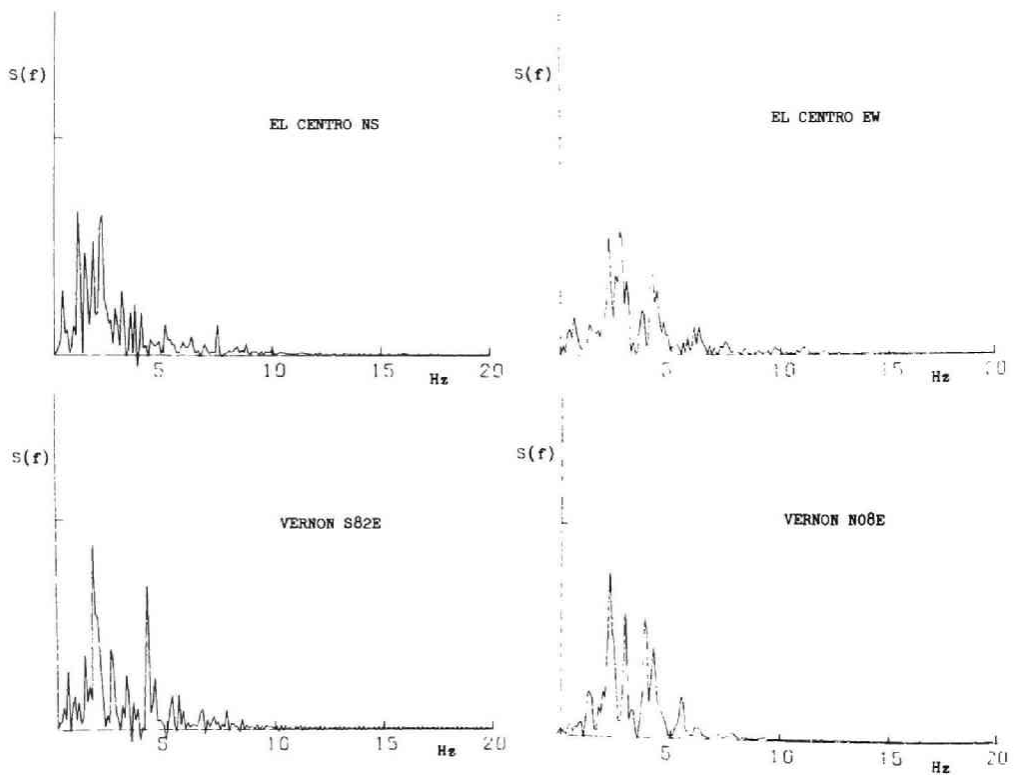


Fig.2-12 Power spectral density of recorded earthquake.

速度応答波形とそのスペクトル, および, 平均スペクトルを Figs. 2-9, 10 に示す。これらの図を Figs. 2-11, 12 に示した記録地震波形と比較すると、波形の周波数は似ているが、修正模擬地震波は定常波形のため、加速度最大値を1としたときのパワーは大きくなる。

せん断型多質点系モデルを対象とした研究結果によれば^{35, 38)}、(2-103)式中の構造指数 ν による無次元固有周期への影響は小さく、 $\nu=1.5$ 近傍で応答分布が一様となることとされており、Fig. 2-13 には、 $\nu=1.5$ としたときの構造物モデルの無次元基本固有振動数 ω を示す。Fig. 2-13 (a) は $P-\Delta$ の影響を無視したモデル ($S=0$) について、梁柱強度比 $\bar{\beta}$, 断面形状パラメータ μ , および構造指数 λ の固有振動数に与える影響を示しており、Fig. 2-13 (b) は $\mu=1/4$ のときの $P-\Delta$ の影響を示している。梁剛性が柱剛性に比し大きくなると ($\bar{\beta}=50$) せん断型

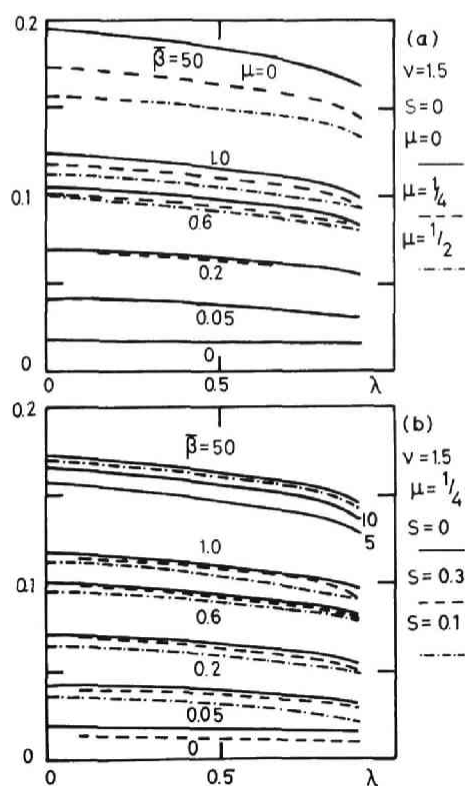


Fig.2-13 Nondimensional
fundamental frequency

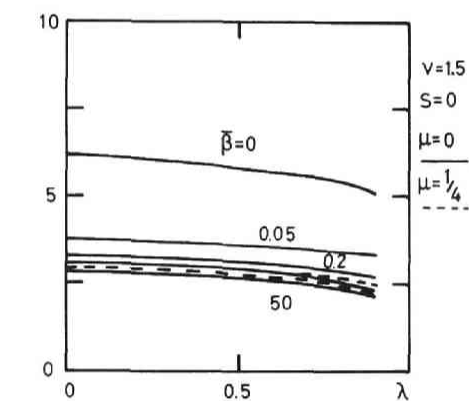


Fig.2-14 Frequency ratio of
2nd mode to 1st mode.

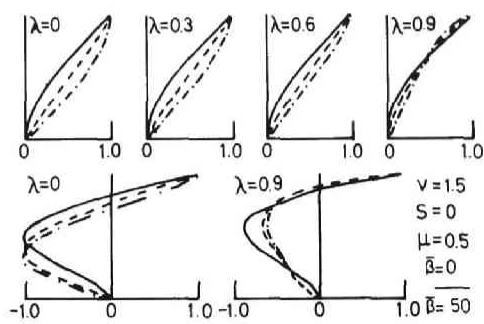


Fig.2-15 1st and 2nd mode;
dot-dash-line is the case $\bar{\beta}=50, \mu=0$.

モデルに近ずき、固有振動数は通常予想される構造物 $\bar{\beta} = 1.0$ 近傍の値より2倍程度高くなり、 $\bar{\beta}$ が小さくなると曲げ型モデルに近ずき振動数は減小する。上層部の剛性が低下すると ($\lambda \rightarrow 1$)、当然、固有振動数は減小するがその割合は梁柱強度比 $\bar{\beta}$ の相異には殆んど関係しない。部材軸方向変形の影響は梁剛性の大きいほど著しく、 $\mu = 0.5$ のとき、軸変形を無視した $\mu = 0$ に比し15%程度低下する。

$\bar{\beta}$ が小さい場合には梁剛性が小さく、swayに伴う軸力が小さくなるためである。対象としている構造物が1層間多層構造物であるため、一般的には軸変形の固有振動数におよぼす影響はこれより小さくなる傾向にあると考えられる。一方、P- Δ の影響は上層の変形が大きくなる $\bar{\beta}$ の小さいモデルにおいて著しく、 $\bar{\beta} = 0.05$, $S = 0.1$ のとき、P- Δ を無視したモデルの6割程度に振動数が低下する。

Fig. 2-14は基本固有振動数と2次振動数の比を示した図であり、 $\lambda = 0$ 、かつ、 $\bar{\beta} = 0$ のときには一様断面棒の曲げ振動数比、 $\lambda = 0$, $\bar{\beta} = 50$ でせん断棒の振動数比に近づく。また、 λ が1に近づくれば振動数比は低下する傾向にあるが、梁剛性が $\bar{\beta} > 0.2$ の通常の架構程度に大きければ、いわゆる、せん断型の振動数比と大差なくなる。これらの傾向は固有振動モードにも現われ、 $\bar{\beta}$ が小さくなると構造物の一次モードは上層の変形が卓越するが、 $0.6 < \bar{\beta} < 5.0$ 程度では固有モードの差は少ないことがFig. 2-15に示されている。この図は $\nu = 1.5$, $S = 0$ のときの1次、2次の固有振動モードと $\bar{\beta} = 0$ のときと実線、 $\bar{\beta} = 50$ のときと点線で示しており、比較のため、軸方向変形を考慮しない純せん断型モデルに対するモードを一点鎖線で表す。 $\bar{\beta}$ の小なるほど、 μ の大きいほど、すなわち、梁剛性が弱く、軸方向変形が大きいほど、曲げ型のモードが強くなることがわかる。また、軸方向変形 μ の影響は高次振動モードに対しては顕著には現れないことも示される。

入力地震動の性質と決定するパラメータとしては、強度パラメータ α と周波数パラメータ ψ を採用するが、これらは次式の如く、有次元外乱加速度最大振幅 A と構造物の曲げ耐力の基準量 \bar{B} 、および、構造物の基本固有周期 T と地震外乱の継続時間 T_d との関係を表わしている。

$$\alpha = \frac{A \bar{M} \bar{L}}{\bar{B}} = \begin{cases} \frac{2A/g}{\sum m_i S} (1 + \bar{\beta}) & \bar{\beta} \leq 1 \\ \frac{4A/g}{\sum m_i S} & \bar{\beta} > 1 \end{cases} \quad (2-111)$$

$$\psi = \frac{1}{T_d} = \frac{1}{T_d}$$

(2-112)

(2-111)式は基準階の抵抗せん断力が、柱脚の弾性変曲げモーメント \bar{M} と柱頭または梁の弾性変曲げモーメントのうち小さい方によって表現し得ることを用いて誘導される。また、数種の構造物モデルの地震応答を比較する場合には、外乱の周波数特性の影響を考慮外とすることが望ましく、(2-112)式は ψ を一定とすることによってモデル自身の相異による応答を比較する場合に有効である。

5.3 ランダム外乱に対する構造物および構造部材の応答特性

1) 架構の相対変位応答

各層相対変位の二乗平均値応答の平方根のはらつきを

$$\left\{ \frac{\sum (\sigma_i - \bar{\sigma})^2}{N} \right\}^{1/2} \quad (2-112')$$

と表現して縦軸にとり、横軸には構造指数 λ とつて Fig. 2-16 に示す。(a) 図は P- Δ 効果を無視した場合について、梁柱強度比 $\bar{\beta}$ と軸方向変形 μ の影響を示している。梁剛性の大きい場合 ($\bar{\beta} = 50$) はいわゆるせん断型多質点モデルに相当し、既往の研究³⁸⁾と同様 $\lambda = 0.7$ 近傍で応答のはらつきは最小となるが、 $\bar{\beta}$ が小さくなり、曲げ変形が卓越すると、せん断型モデルより小さな λ の値ではらつきが小さくなる。この傾向は柱の軸方向変形を考慮した $\mu = 0.25$ の場合に著しく、上層部の剛性を下層部の $1/2$ 程度に増加することが必要となる。即ち、柱軸方向変形によって上層

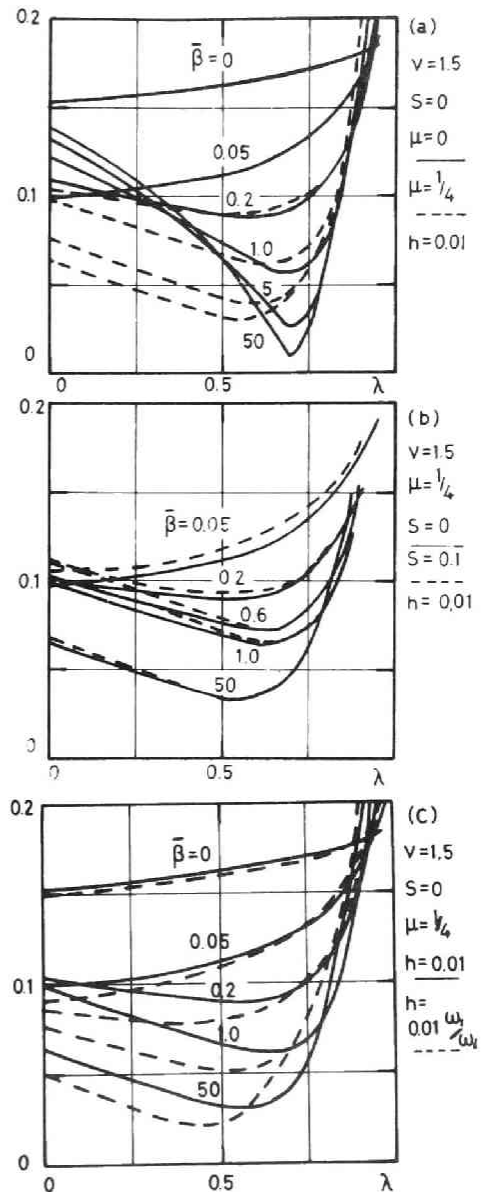


Fig. 2-16 Deviation of relative displacements.

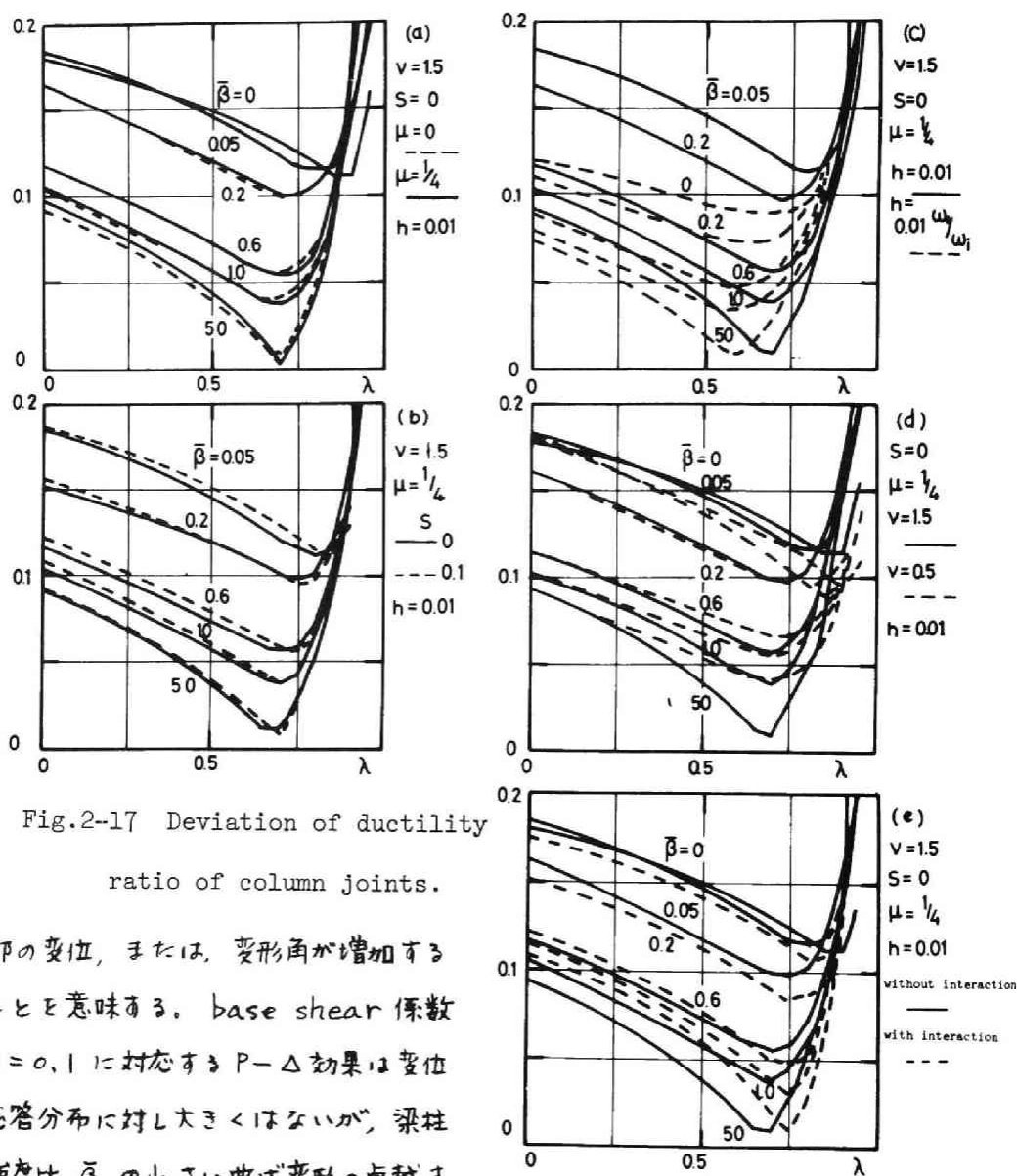


Fig.2-17 Deviation of ductility ratio of column joints.

部の変位，または，変形角が増加することと意味ある。base shear 係数 $S=0.1$ に対応する $P-\Delta$ 効果は変位応答分布に対し大きくはないが，梁柱強度比 β の小さい曲げ変形の卓越する架構に現れることが (b) 図よりわかる。以上の結果は架構の減衰比と固有振動数に関係なく 1% と与えた場合である。(c) 図は，振動数とともに減少する減衰型の減衰を与えた応答結果であり，高次振動成分が増加し，いわゆる，whipping 現象を除くためには上層部の剛性を大きくする必要のあることを示している。このことは，周波数特性をもつ一般の地震入力に対しては，理論的定常ランダム応答から得られた適正分布より，上層部の剛性や強度を大きくとることが望ましい場合のあることを示唆していると考えられる。

2) 部材の靱性率応答

前回に示した概括的な応答特性と対比して、耐震安全性の上で最も直接的な尺度と考えられる構造部材各部の応答について検討するため、相対変位応答の場合と同様、各弾塑性ジョイントの靱性率に関する二乗平均値応答のばらつきを以下の図に示す。Fig. 2-17は柱のみの弾塑性ジョイントの靱性率の空間的ばらつきの場合と入を横軸にとって示した図である。柱の軸方向変形を無視し、梁剛性を大きくすると、柱靱性率応答と一様化する。入の値は $\lambda = 0.7$ 附近となり、相対変位を一様にする分布と一致する。しかし、曲げ型の変形が卓越する $\beta < 1$ 、または、 $\mu = 0.5$ の場合、すなわち、梁剛性が比較的小さい場合、または、軸方向変形を考慮した場合には、相対変位一定の規範より下層部の剛性乃至は強度を大きくとる必要のあることが Fig. 2-17 (a) に示されている。相対変位応答の場合、柱軸方向変形の影響が顕著であったにも拘らず、柱靱性率応答では軸方向変形を無視した場合と大差ないのは興味深い。P- Δ の影響は Fig. 2-17 (b) にみる如く下層部に強く、減衰型の影響は相対変位応答と同様の傾向をもつことが (c) 図より判る。以上は構造指数 $\nu = 1.5$ とした場合であるが、曲げ変形の卓越するモデルでは、剛性乃至強度の分布は $\nu = 0.5$ とした中細りの場合の方が応答を一様化させることが (d) 図より明らかである。梁剛性が大きく、せん断型質点系モデルに近づけば $\nu = 1.5$ の分布が望ましいといえる。柱部材の耐震安全性は、部材乃至は接合部に作用する曲げモーメントと軸方向力など全断面力に対し総合的に判定することが望ましいが、曲げモーメントと軸方向力を受ける断面の降伏条件と、たとえば、前節に示した菱形状に仮定するとき、相互作用の影響は下層部に強調され、特に、建築架構における隅柱の安全性に関しては追加軸力を正当に評価する必要のあることが (e) 図より明らかとなる。なお、(d) 図にみる如く、曲げ変形の卓越する架構では上層部の剛性を大きくする必要のないことから、第4章で述べるように、筋違付架構における上層部の筋違の効果的でないことが予想される。

一方、梁の靱性率応答は $\lambda = 0.8$ 近傍の値で最適値となり、 β に関係なく大略一定のばらつきをもつことが Fig. 2-18 より判る。柱靱性率のばらつきは β が減少するとともに増加するのは柱の反曲点高さが中央からずれるためであり、梁靱性率のばらつきは β に関係なく一定値をとるのは1次モードの変形と仮定しに梁断

面を採用しており、変形状態も一次モードが卓越しているためと考えられる。

$\bar{\beta}$ が小さくなると梁の適正分布が等分布の方へ移行するのは、下層ほど反曲点位置がずれるため、梁の応答が小さくなることに原因があると考えられる。

最後に、梁柱全ての弾塑性ジョイントの応答のばらつきを Fig. 2-19 に示す。当然の事であるが $\bar{\beta} = 1$ 、すなわち、梁強度と柱強度が等しい場合に最もばらつきが小さく、 $\lambda = 0.7$ 近傍で経済的な設計となることがわかる。但し、柱靱性率については軸方向力を考慮外とし、曲げモーメントと相対回転角に関する応答のみを示しており、実際には、Fig. 2-17(e) にみる如く、下層部と若干強くする必要があろう。 $\bar{\beta}$ が 1 より大または小になると、柱または梁の一方のみが塑性域に入り、靱性率のばらつきは大きくなるが、 $\bar{\beta}$ に関係なく、ほぼ、 $\lambda = 0.7$ で最適値をとることがわかる。この場合の相対変位のばらつきは $0.55 < \lambda < 0.65$ で小さくなり、 $\bar{\beta}$ の影響を受けることから、相対変位一定乃至は層間変形角を制限する規範のみでは架構の耐震安全性を論じ得ないことを示している。

3) 構造物モデルの動特性と応答との関係

以上の応答結果の中で、柱の靱性率応答のばらつきが最も小さい場合の入を対象として 1 次の相対変位モードを Fig. 2-20 に示す。全体の剛性のバランスを考え、最上層の梁強度のみ柱強度の $2\bar{\beta}$ 倍としているため、最上層の相対変位は小さくなるが、中央部の変形が $\bar{\beta}$ の如何に拘らず大きくなっている。また、 $\bar{\beta}$ が小さく梁

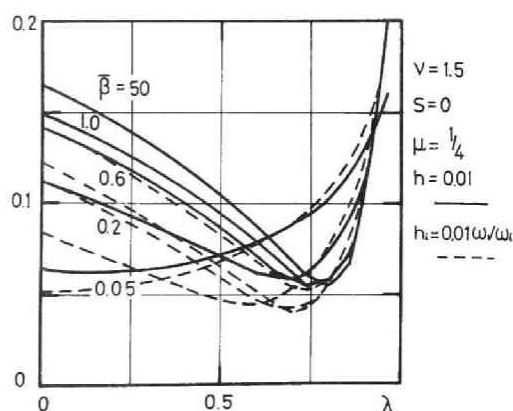


Fig. 2-18 Deviation of ductility ratio of girder joints.

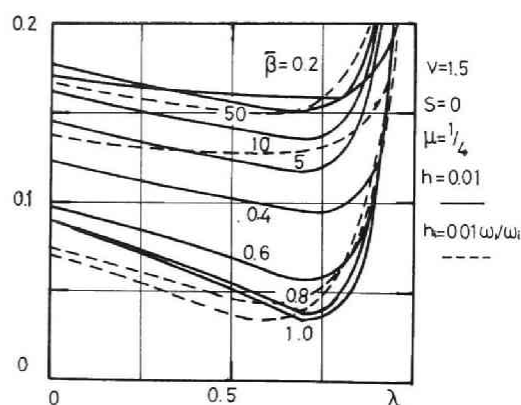


Fig. 2-19 Deviation of ductility ratio of all joints.

降伏型になるほど上層部の変形が大きくなること、柱脚が固定のため、 $\beta=50$ としても1層の変位は小さくなることなどが判る。Fig. 2-21には相対変位応答分布を示す。せん断変形の卓越する $\beta=50$ の構造物モデルでは、柱靱性率応答と同様各層相対変位応答も高さ方向に一樣となるが、 β が小さくなり曲げ変形が増加するとともに中層部から上層部の相対変位応答が増大する。軸変形が含まれると同図右の図にみる如く、 $\beta=50$ の場合でも相対変位は一樣とならず、上層部ほど架構の回転変形の影響により変位が増加する。これら相対変位応答と、対象とする層の柱頭、柱脚の靱性率応答と、その層をはさむ上下の梁の靱性率応答のうち最大の靱性率応答によって除した値を、その層の弾性限相対変位と定義すると Fig. 2-22の弾性限相対変位分布を得る。この図より、柱、梁の強度が等しい $\beta=1$ のときの弾性限相対変位が最も大きく、 β が大になると柱が、 β が小になると梁が降伏することになり、弾性限変位は減少する。Fig. 2-23は $\beta=0.6, 1.0, 50$ の場合について、柱の相対回転角に関する靱性率応答を比較的一様化すると考えられる $\lambda=0.7$ の強度(剛性)分布をもつ構造物モデルの、柱強度分布、層剛性比と応答せん断力、弾性限相対変位と相対変位応答、基準振動モードと応答変位、軸力との相互作用を考慮した柱靱性率応答、梁靱性率応答および軸力と降伏軸力の比と相対変位に関する靱性率応答を示す。この図から、柱の動的軸力を考慮すると靱性率応答分布は下層部で大きくなり、梁強度と柱強度より小さく、すなわち $\beta=0.6$ としても、なお、下層部では梁より柱の方が応答が大きくなる場合があること、梁柱の曲げ強度が等しい $\beta=1$ の場合には全てのジョイントで柱が先に塑性域に達することが判る。次節の弾塑性応答でも示す如く、外乱周波数特性の影響を考慮すれば、柱強度を梁強度より相当大きくして始めて柱梁同程度の耐震安全性を保つことが可能となる。現実の構造物の隅柱においては、直交する架構からの動的軸力や接合振動の影響も加わるため、隅柱の安全性は更に低下することと予期しなければならない。このような立体架構の応答性状については第5章にて詳細に検討する。柱脚が固定条件を満足する架構では、 β と小さくとも、柱脚の靱性率応答が増加することは避けられず、何らかの方法で柱材の強度と高める必要があろう。また、 β が小さいとき、相対変位応答は増加するが、靱性率応答では大略一樣となること、基本振動モードが卓越することなども判る。

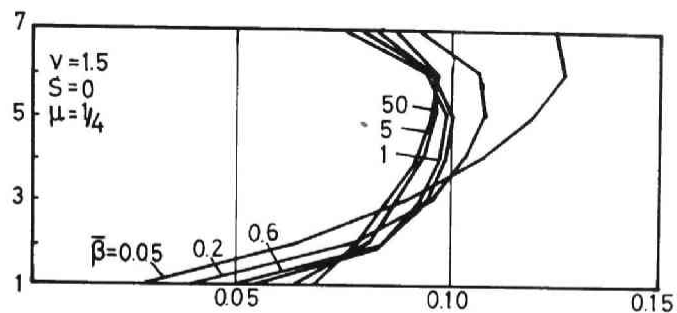


Fig.2-20 Fundamental mode of relative displacement.

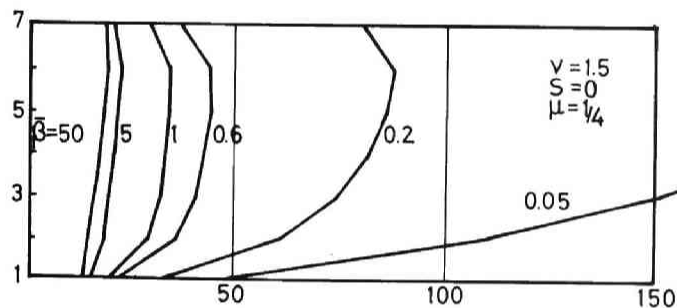
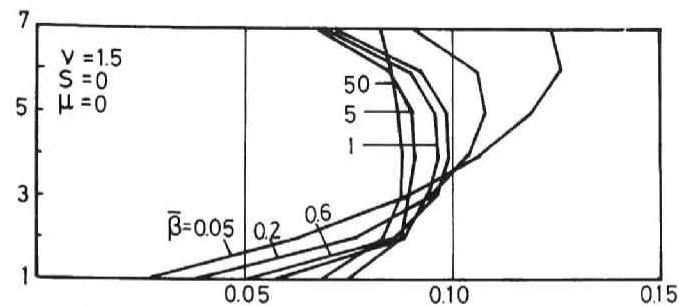


Fig.2-21 Response of relative displacement.

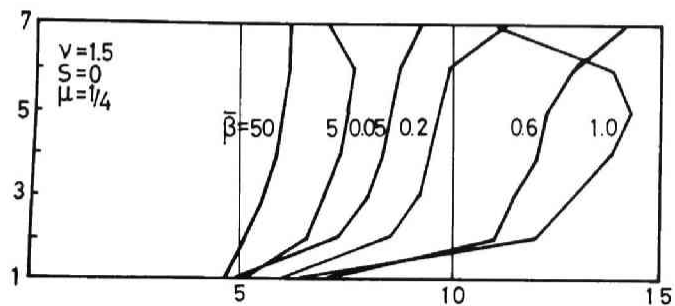
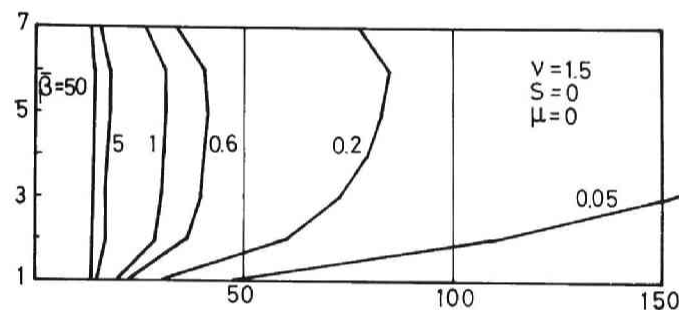
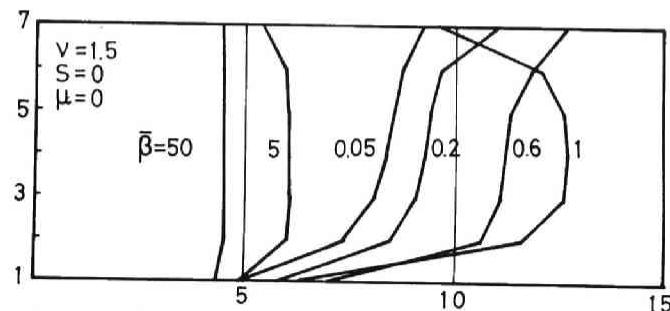


Fig.2-22 Elastic limit relative displacement.



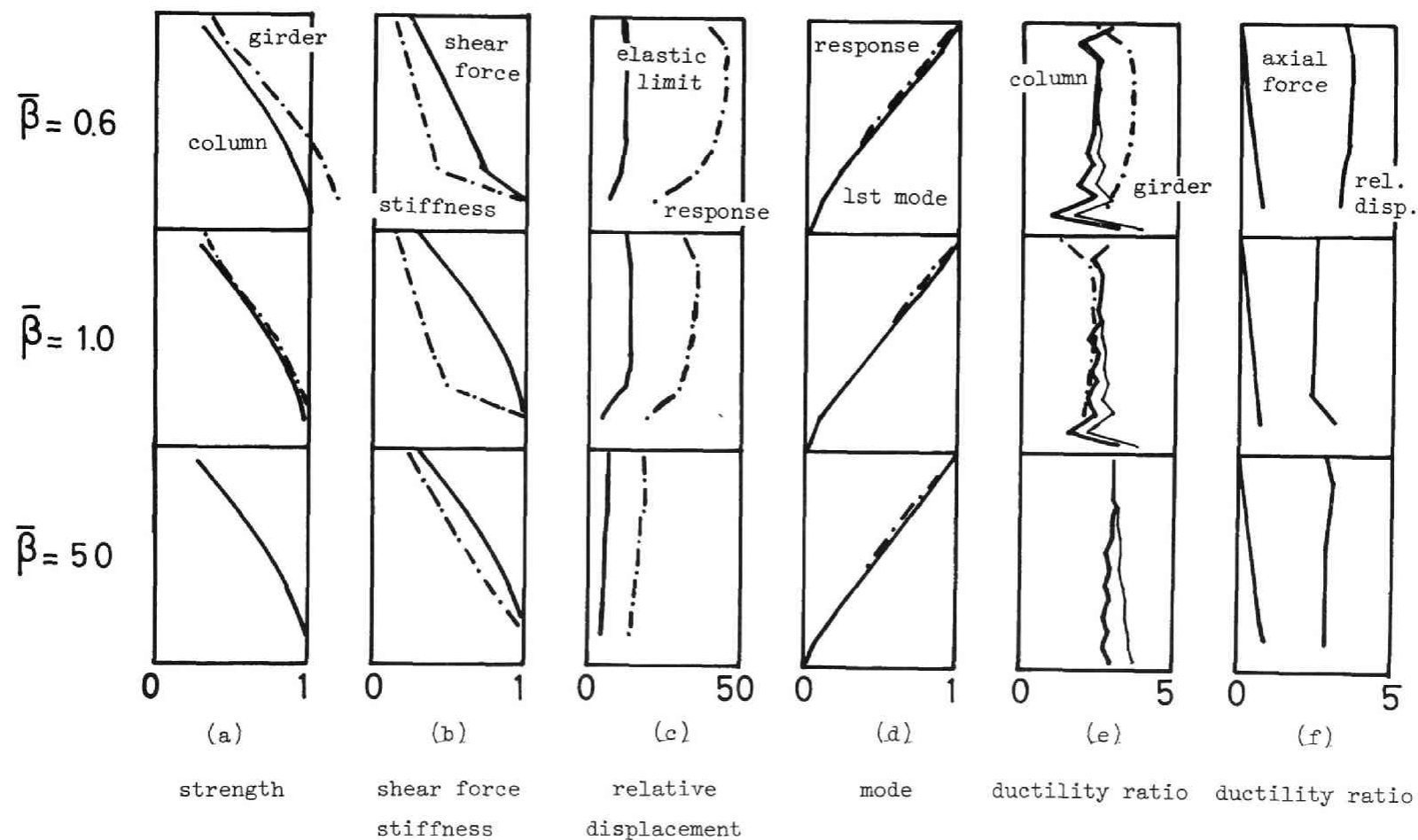
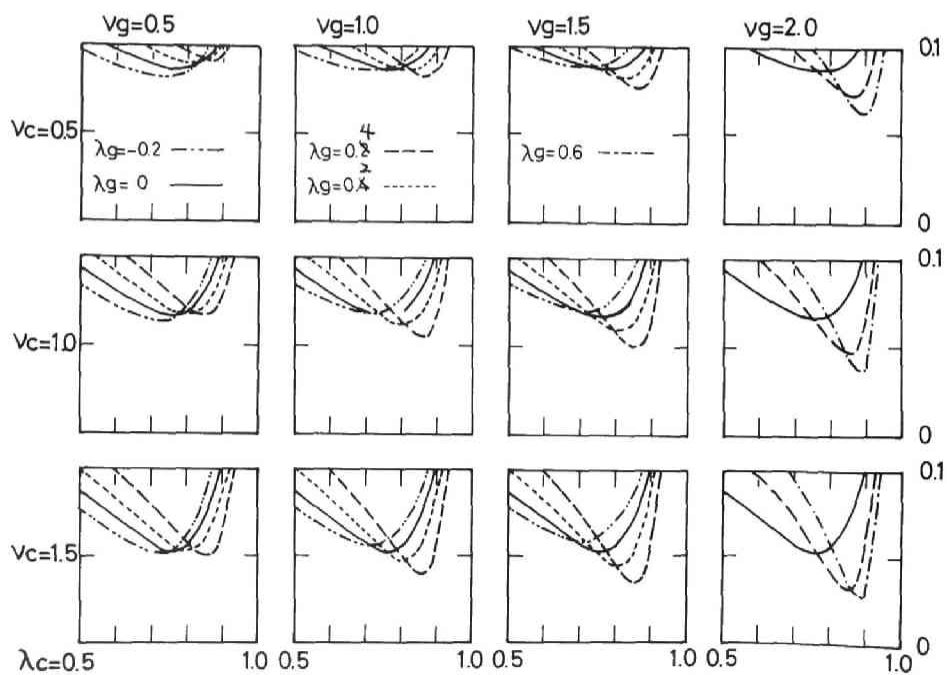
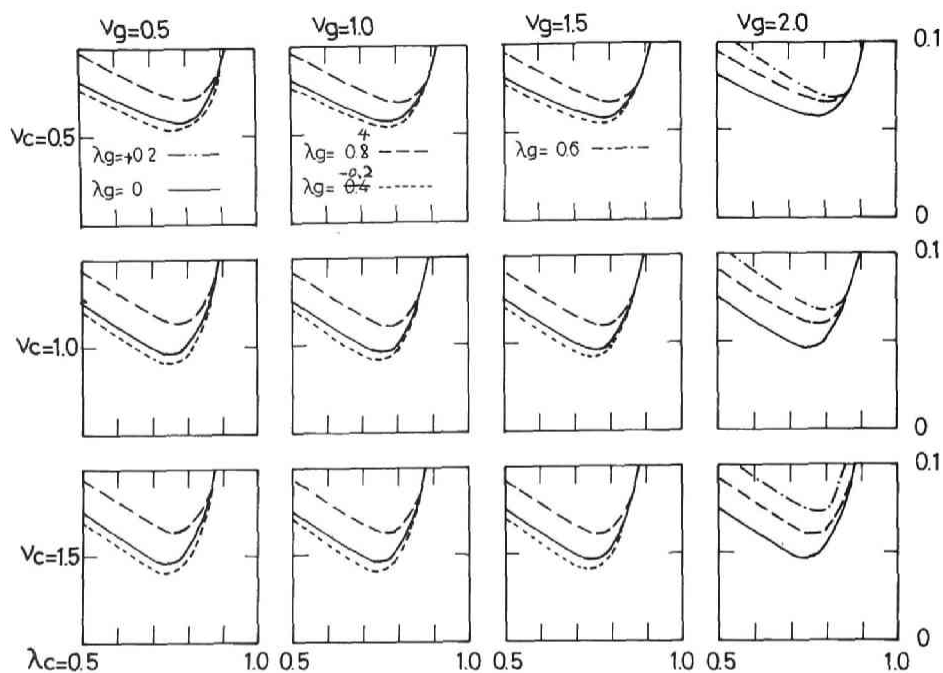


Fig.2-23 Dynamic characteristics and response of model structure ; $\lambda=0.7$, $v=1.5$, $s=0$, $\mu=0.25$



以上の解析において、柱降伏型の架構である $\bar{\beta}=50$ の場合には、柱の靱性率応答を一様化する分布が $\lambda_c=0.7$ の近傍において得られるが、梁降伏型架構である $\bar{\beta}=0.6$ の場合には最適な柱剛性分布は得られはるが、なお、そのばらつきは $\bar{\beta}=50$ に比して相当大きい。その主な原因の一つは、柱に生ずる曲げモーメントの零点、即ち、反曲点が階高の中央にこないことであり、これは、各層柱の強度と柱頭、柱脚別々に与えない限り解消しない故、本論においてはこれ以上言及しない。第2の要因は、梁柱強度比 $\bar{\beta}$ と高さ方向に一定としていることであり、たとえば、Fig. 2-24 の $\bar{\beta}=0.6$ について見られるように1層柱脚固定端の応答が相当大きいことと最下層梁の応答が比較的小さいことに起因していると考えられるため、 $\tilde{\beta}$ の分布を次式で与えた場合の応答結果を以下に示す。ただし、 $\bar{\beta}=0.6$ とする。

$$\tilde{\beta}_i = \bar{\beta} \left\{ 1 - \lambda_g \left(\frac{N-i}{N-1} \right)^{\nu_g} \right\} \quad (2-H2) \quad 105'$$

Figs. 2-24~26 は柱の構造指数 $\nu_c = 0.5, 1.0, 1.5$ 、梁の指数 $\nu_g = 0.5, 1.0, 1.5, 2.0$ 、断面形状係数 $\mu = 0.25$ 、臨界減衰比 $\beta_n = 0.01$ の場合の柱ジョイント、梁ジョイントおよび全ジョイントの靱性率応答の変動と縦軸に、柱の構造指数 λ_c と横軸に、梁の構造指数 λ_g をパラメータとして、靱性率応答の空間的なばらつきを最小にする梁柱部材の靱特性分布について検討した図である。これらの図から柱の応答を一様化するためには下層部の梁の強度を大きくするのが望ましく、 ν_c, ν_g の変化に対しては影響が少なく、 $\lambda_c = 0.75$ においてばらつきが小さくなる。一方、梁の応答のばらつきは当然の事ながら梁の構造指数 λ_g, ν_g の影響を強く受け、 λ_g の大きい程、即ち、下層部の梁強度と相対的に小さくするほど、梁応答のばらつきを小さくすることができる。しかし、同図中 $\nu_c = 1.5, \nu_g = 2.0$ の場合に見る如く、 λ_c による影響を敏感に受け、安定した最適値であるとは云い難く、先に示した柱の応答、および、Fig. 2-26 の全7の弾塑性ジョイントに関するばらつきと見ても判るように、梁以外の応答については λ_g を大きくすることは必ずしも望ましい結果を得ることにはならない。Fig. 2-27 は、比較的応答が一様化される範囲のパラメータ、 $0.7 \leq \lambda_c \leq 0.85, 0 \leq \lambda_g \leq 0.6$ の場合の梁柱の応答と全ジョイントの平均応答により normalize して示した応答分布である。梁柱強度比 $\bar{\beta}$ と高さ方向に一定とした場合 ($\lambda_g = 0$) には $\lambda_c = 0.7$ において、梁応答も柱応答もほぼ一様な

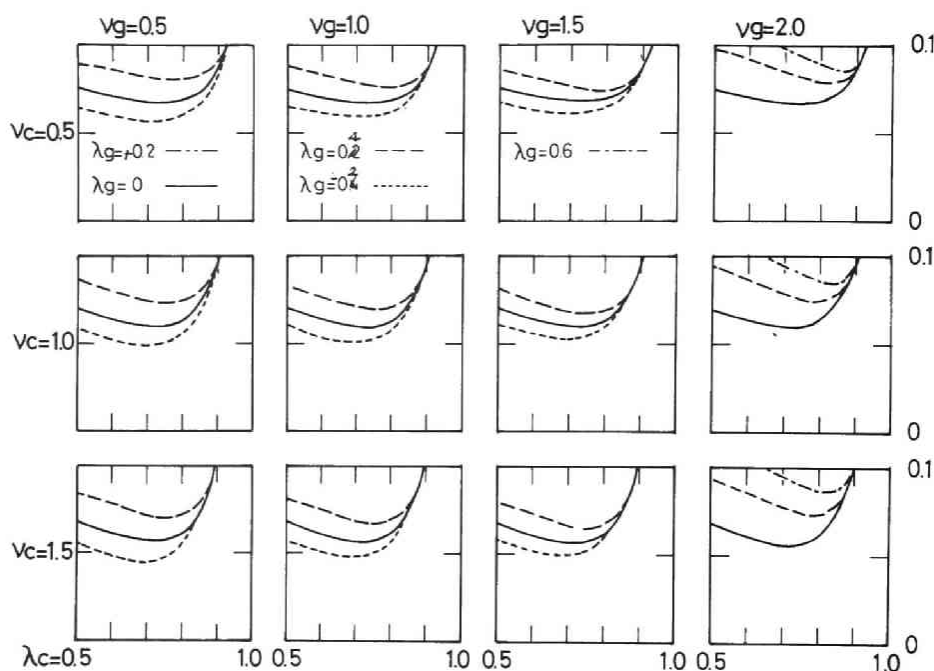


Fig.2-26 Deviation of ductility ratio of all joints.

応答分布が得られるが、 $\lambda_g = 0.4$ の場合には $\lambda_c = 0.8$, $\lambda_g = 0.6$ では $\lambda_c = 0.85$ において梁の応答分布が一樣となる。ただし、地震の上下動、水平2成分の相互作用など考慮すると、平面架構の解析における柱の安全率は梁の安全率より大きくとる必要があり、その意味から、梁応答より柱脚の応答が大きくなる分布は柱脚の塑性歪が蓄積される恐れがあり、 $\lambda_g = 0.4$, $\lambda_c = 0.8$ 、または、 $\lambda_g = 0.6$, $\lambda_c = 0.85$ 程度の分布が適当であろう。ここでは、 $\beta = 0.6$ の場合について示したが、 β を小さくすることによっても柱の安全性を高め得ることは容易に推察される。

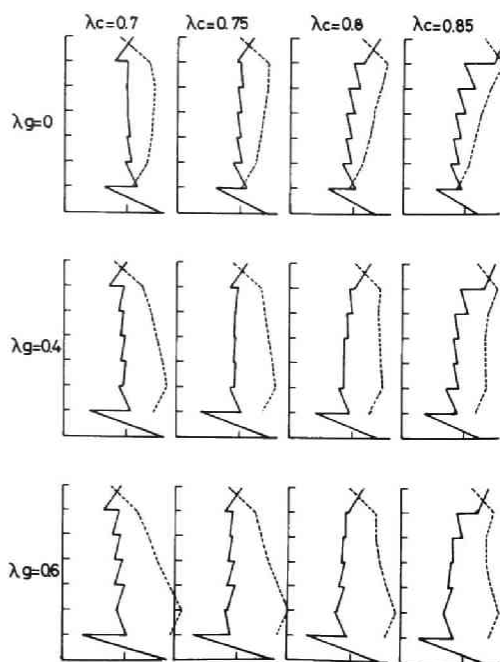


Fig.2-27 Distribution of ductility ratio of joints.

5.4 確定外乱による構造物動特性分布の検討

前節では一様なスペクトルをもつ外乱の作用する構造物を対象に適正動力学特性分布と推定したが、現実には、有限の継続時間ともち、周波数特性の一様でない地震波が入力として作用するため、ここでは、非定常入力に対する各部材乃至は弾塑性ジョイントの応答分布について検討する。

対象とする架構は前節におけると同様、7層1張間架構であるが、柱の剛性(強度)分布は定常外乱に対して部材の靱性率応答のばらつきが最も小さくなる分布と基準として、その前後の2種類のモデルを採用する。また、梁柱強度比 $\bar{\beta}$ はせん断型モデルに相当するものとして $\bar{\beta} = 50$ 、通常想定される最小断面設計に対して $\bar{\beta} = 1.0$ 、および、曲げ型の変形が含まれ、断面力間の相互作用を考慮したときの適正な梁柱強度比に近い $\bar{\beta} = 0.6$ の3種類を採用する。

$$\bar{\beta} = 50, 1.0, 0.6 \quad \lambda = 0.5, 0.6, 0.7, 0.8$$

その他、構造指数 $\nu = 1.5$ 、base shear係数 $S = 0$ 、断面形状係数 $\mu = 0.25$ とし、架構の減衰はその機構が未だ十分に解明されていないため考慮外とする。構造物の周期は外乱周波数特性との関連において定めるが、架構が7層であることを考慮して(2-112)式の周波数パラメータ ψ を模擬地震波に対しては $\psi = 3/100, 6/100, 9/100, 12/100$ と選定するが、これらは継続時間10秒の地震波に対し0.3秒、0.6秒、0.9秒、1.2秒の基本固有周期をもつ構造物に対応する。同様にして、El Centro 地震に対しては $\psi = 3/290, 6/290, 9/290, 12/290$ 、Vernon 地震に対しては $\psi = 3/90, 6/90, 9/90, 12/90$ を採用する。

Fig. 2-28 は横軸に13ヶの地震入力番号をとり、縦軸に各層最大相対変位の変動係数を図示したものであり、横軸番号1~5は模擬地震波(white noise)、6~10は修正模擬地震波、11~12はEl Centro 地震のNS成分波とEW成分波、13はVernon 地震のS82°E成分波の各入力に対応し、図中 ψ は上述の値に演算ステップ数を乗じた値である。white noise 入力の場合には構造物固有振動数の影響を受けず、 $\lambda = 0.8$ でばらつきが大きく、 $\lambda = 0.5, 0.6$ で相対変位のばらつきは小さくなる。固有振動数2Hzのfilterを通過した外乱(No.6~10)および記録地震波(No.11~13)を入力としたときの相対変位応答は構造物の周波数特性の影響を強く受け、 $\psi = 30, 60$ に対しては構造物の基本振動が卓越するため、剛性比例

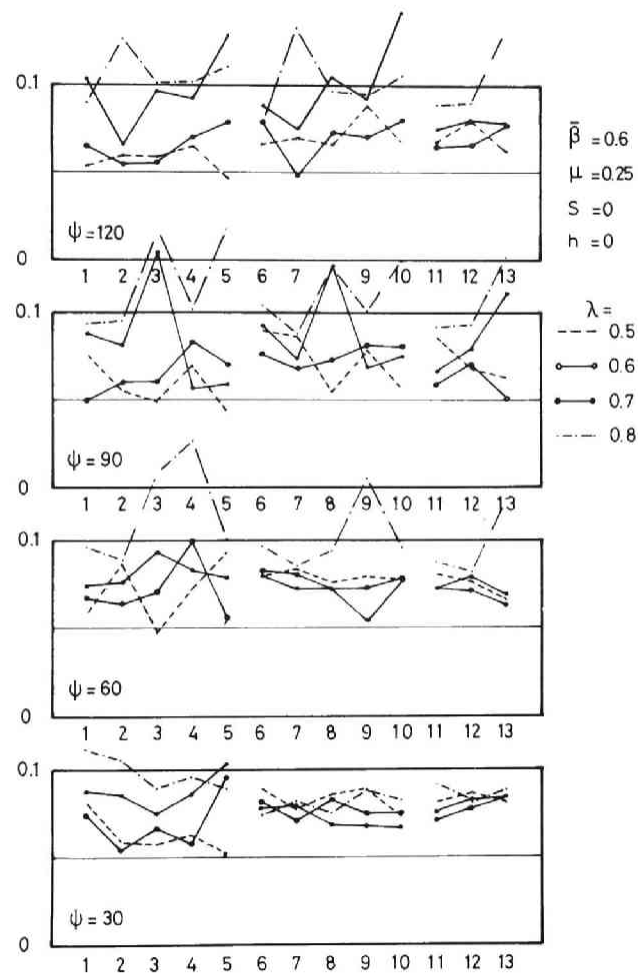


Fig.2-28 Deviation of relative displacements.

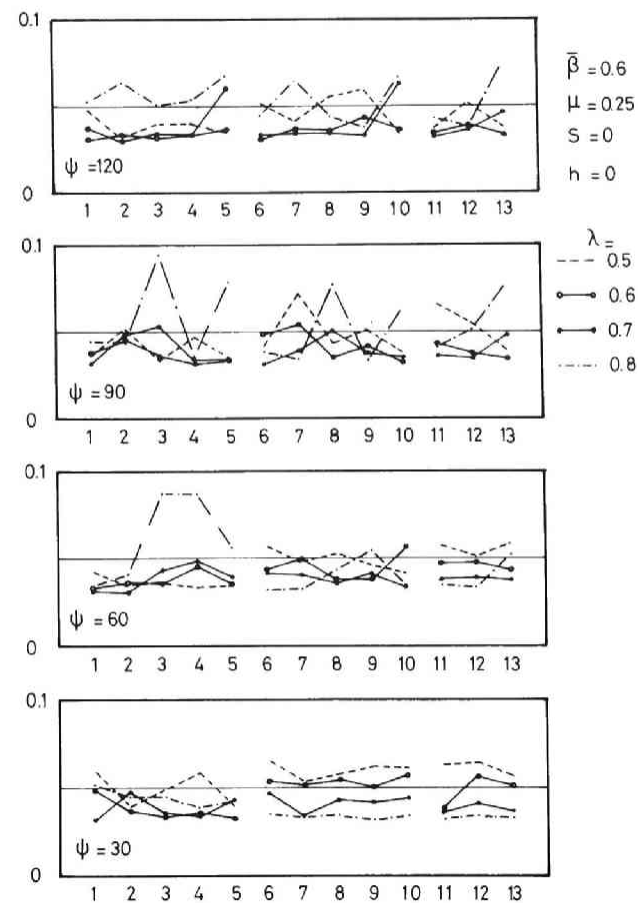


Fig.2-29 Deviation of ductility ratio of column joints.

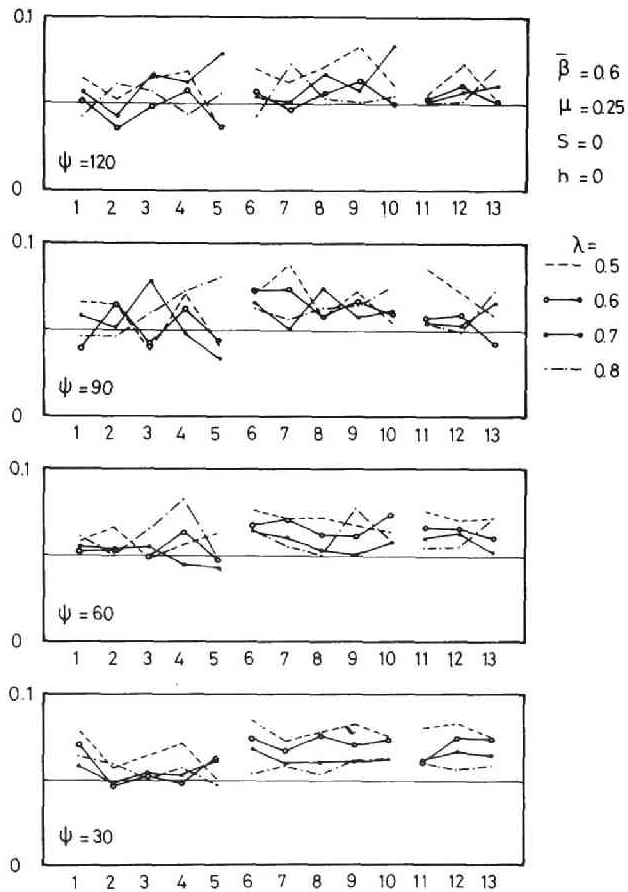


Fig.2-30 Deviation of ductility ratio of girder joints.

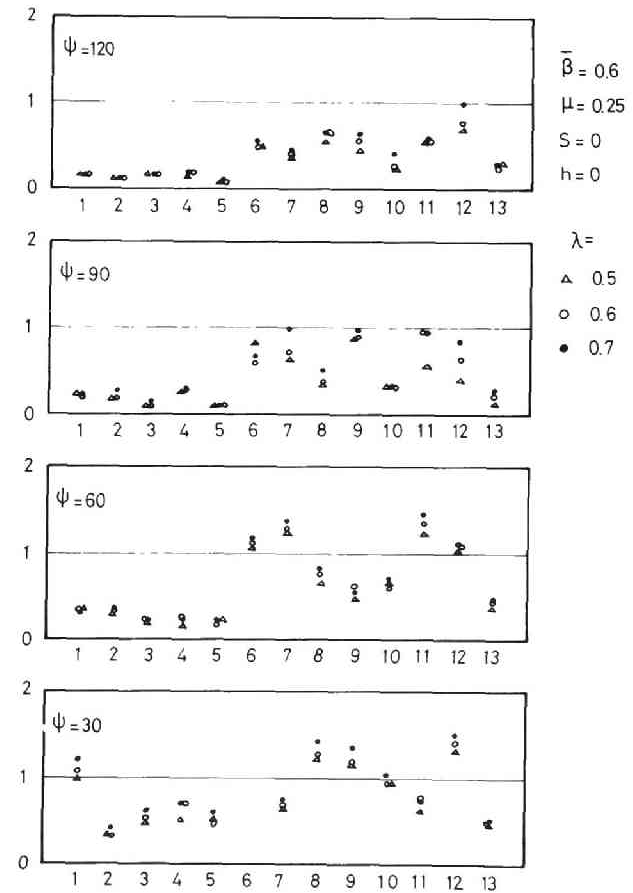


Fig.2-31 Average ductility ratio of girder joints.

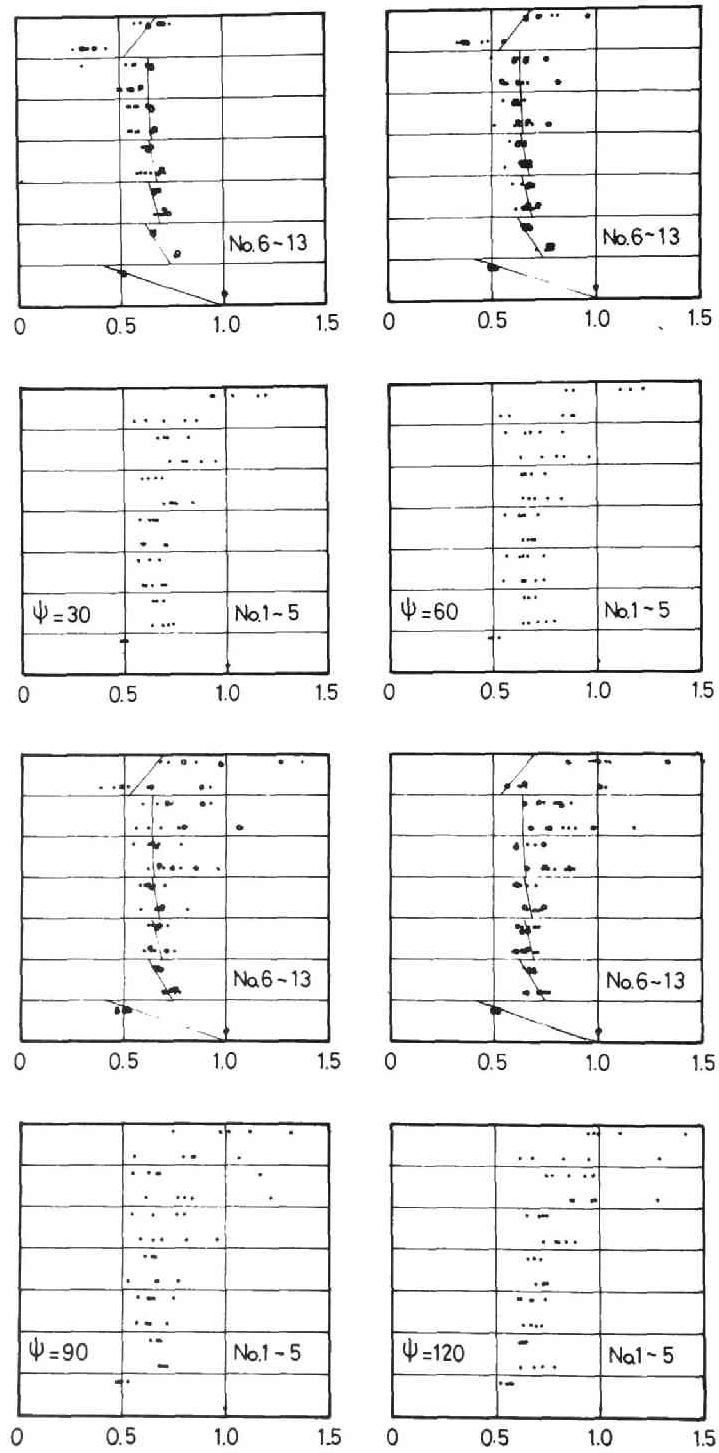


Fig.2-32 Distribution of ductility ratio response of column joints ;
 $\bar{\beta}=0.6, \mu=0.25, \lambda=0.7, \nu=1.5, s=0$

型の減衰を与えたランダム応答において指摘された適正分布である $\lambda = 0.7$ 附近で
 応答のばらつきが最も小さく、固有振動数が減少すると、すなわち、 $\psi = 90, 120$
 では $\lambda = 0.5 \sim 0.6$ においてばらつきが小さくなる。このことは、先に求めた
 減衰比を振動数に^{逆比例}~~関係なく~~とした場合の適正值に近づく傾向のあることを示し
 ており、Fig. 2-17(C)の如く、架構の動力学特性の分布には入力周波数特性の影
 響を受けて、高次振動が励起されると予想される場合には、上層部の剛性を大きく
 する必要があることを示唆している。Figs. 2-29, 30 には各層柱および梁の弾塑性
 ジョイントにおける最大靱性率の平均値からのばらつきを示すが、全般に部材の靱
 性率応答のばらつきは小さく、各弾塑性ジョイント、換言すると、各層せん断力応
 答は外乱の特性に対してにぶい反応しか示さず、1~5秒の固有周期をもつ質点系
 に対する既往の研究³⁰⁾と対応している。white noise を入力とした No. 1~5
 の外乱に対しては周波数パラメータ ψ の影響は少なく、 $\lambda = 0.8$ の場合は他よりば
 らつきが大きくなる傾向を示すが、これは、Fig. 2-18 にも示したように上層部の強度
 が比較的小さく、一様な周波数特性をもつ外乱に対しては、相対的に高次振動の影
 響を多く含むことに対応する。No. 6~13の外乱、すなわち、比較的低い振動数の
 卓越する外乱に対しては、構造物の固有振動数の影響が含まれ、 $\psi = 30$ 、すなわち
 外乱の卓越周波数と構造物の基本周波数が近くにある場合には、 $\lambda = 0.7 \sim 0.8$
 の強度分布（剛性分布）をもつ構造物が最も靱性率応答を一様化するのに比し、構
 造物の基本振動数が減少し、周期が伸びると、適正な剛性分布は上層部強度が相対
 的に大きくなる $\lambda = 0.6 \sim 0.7$ のときに得られる。参考のため、これらの外乱
 に対する梁の平均靱性率応答を Fig. 2-31 に示す。No. 1~5の入力に対して
 は、 $\psi = 30$ の No. 1の外乱に対する応答を除けば、外乱の種類についても、周波
 数パラメータ ψ に対しても、大略、同じ平均応答を示すのに比し、No. 6~13
 の如く、周波数特性をもつ外乱に対する応答には、個々の外乱の特性が現れ、また、
 2~3 Hz 近傍の基本固有振動数をもつ架構の応答が大きくなる。Fig. 2-32
 は柱弾塑性ジョイントの応答分布を No. 1~5 と No. 6~13 の外乱群に分類して
 示した図であり、定常外乱による応答結果（図中細線）と比較すると、上述の傾向
 をより明確に把握することができる。

6 構造物の弾塑性地震応答性状

6.1 序

前節においては、建築構造物の地震応答性状に関して基本となる弾性地震応答について、まず、確率統計的な立場から構造物および構成部材の二重平均応答と一様化する架構部材の動特性分布を求め、模擬地震波および記録地震波を入力とする非定常地震応答結果と比較し、適正な動力学特性分布の再検討を行なった。しかしながら、地震外乱の非予測性や、希有の激震に対して弾性設計することの非経済性などを考えるとき、構造物の終局耐震設計の方針として、構成部材が多少の被害を受けても、構造物全体の崩壊は避けるという基本方針に立つ必要があり、弾塑性領域に亘る地震応答解析によって激震時の構造物乃至は構成部材の終局状態に至る動的挙動を把握することが、構造物の終局耐震安全性を知る上できわめて重要と考えられる。

構造物が柱部材で降伏する場合には、いわゆる、せん断型モデルによってもある程度その性質を知ることが可能であるが、直交する架構から加わる動的軸力、上下動の影響、降伏条件に与える軸力の影響などを考えるとき、柱の安全性を可及的正確に評価する必要があるとともに、現状では、柱は弾性乃至は微小な弾塑性領域に抑え、梁降伏型架構の設計によって伝達エネルギーの大半を吸収する方法と採ることも有効であろう。梁剛性が相対的に小さい架構ではある層の変形が他層の復元力特性に及ぼす影響を弾塑性域に亘って評価し得る本方法が威力を発揮する。

ここでは、前節において採用した構造物モデルの他に、構造物の上層、中層、下層と代表する3層架構を解析の対象とし、梁柱強度比 α による弾塑性復元力特性の変化を明らかにするとともに、外乱周波数特性、重力による軸力、軸力と曲げモーメントの相互作用などが弾塑性応答性状に与える影響について検討し、弾塑性域に亘る建築構造部材の適正な動力学特性分布を明らかにする。

6.2 構造物モデルと入出力

前節において採用した7層架構モデルの他に、本節では解析の便宜上 Fig.2-33 に示す3層架構を考え、その動特性分布と、完全弾塑性履歴特性をもつ3層せん断型質点系モデルによる地震応答結果から耐震安全性の空間的分布と一様とする規範

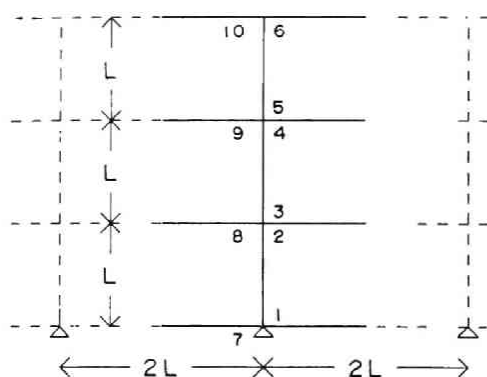


Fig. 2-33 Model structure.

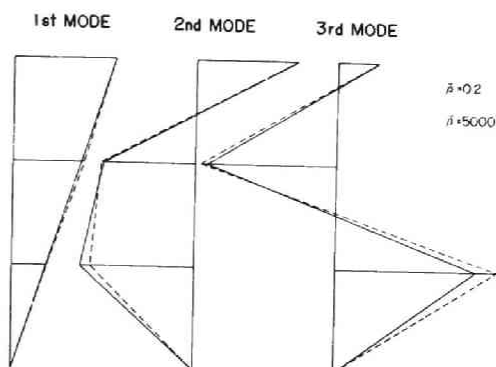


Fig. 2-34 Mode of model structure.

により、適正動力学特性分布として検出されたせん断力分布 $\{1, 7/9, 5/9\}$ ⁴³⁾を柱の弾塑性ジョイントの曲げ強度分布として与え、質量分布 $\{1, 1, 1\}$ 、梁柱強度比 $0.2 < \beta < 5000$ の範囲の架構を対象とする。3層モデルについては簡単のため動的軸力など軸力の影響は全て考慮外とし、弾塑性ジョイントの曲げモーメントと相対回転角に関する第2分枝剛性比と材料の歪硬化などを考慮して次のように与える。

$$\{r\} = \bar{r}\{1\} \quad \bar{r} = 0, 0.025, 0.05 \quad (2-113)$$

Fig. 2-34には、梁剛性無限大に相当する $\beta = 5000$ の場合と $\beta = 0.2$ の場合の固有モードと変位線と実線とを示す。Table 2-1には βE を変化させたときの無次元固有円振動数とを示す。このモデルでは地中梁を含んでいるため、両者のモードは大きく大略せん断型モデルと同じモードと示しているが、固有振動数は当然梁剛性の増加に伴って大きくなる。

このモデルに対する地動入力として、次の2種の無次元加速度外乱を考える。

$$a) \quad \alpha(\tau) = \cos \omega \tau (s(\tau) - s(\tau - \frac{2\pi}{\omega})) \quad (2-114)$$

Table 2-1 Nondimensional natural angular frequency of 3F model.

β	0.2	0.4	0.6	0.8	1.0	1.2	2.0	5.0	5000
1ω	0.091	0.122	0.143	0.158	0.167	0.179	0.205	0.240	0.277
2ω	0.338	0.396	0.436	0.467	0.486	0.511	0.562	0.632	0.703
3ω	0.827	0.866	0.894	0.914	0.923	0.943	0.976	1.019	1.059

(2-114) 式中の $S(t)$ は step function であり, 構造物の基本固有振動数に同調する cosine 波入力を考えたことに相当する。一般に, 地震時において構造物が大変形を生ずる場合は基本モードの変形が卓越することと想定したものである⁵⁾。なお, Table 2-1 に示すごとく 梁柱強度比 $\bar{\beta}$ により無次元固有周期が異なるため, 応答結果と比較検討する際には以下の点に注意する必要がある。

$\bar{\beta} = 1$ のときの基準弾塑性ジョイントの弾性限相対回転角を $\bar{\Delta}_1$, 第 1 分枝剛性を \bar{K}_1 とすると, 有次元固有振動数を $\bar{\beta}$ の任意の値に対して一定値にとるためには $T = \frac{1}{L} \sqrt{\frac{K}{M}} T$ の関係から, \bar{M} , \bar{L} を等しいとして $\frac{\bar{K}_j}{\bar{K}_1} = \left(\frac{T_j}{T_1}\right)^2$ の関係を得る。また, $\bar{\beta} < 1$ の範囲では構造物強度は $\frac{\bar{B}_j \bar{\beta}_j}{\bar{B}_1}$, $\bar{\beta} > 1$ のとき $\frac{\bar{B}_j \bar{\beta}_j}{\bar{B}_1} = 1$ となる。ここで, 構造物強度を一定とすると

$$\frac{\bar{B}_j \bar{\beta}_j}{\bar{B}_1} = \frac{\bar{K}_j \bar{\Delta}_j \bar{\beta}_j}{\bar{K}_1 \bar{\Delta}_1} = \left(\frac{T_j}{T_1}\right)^2 \bar{\beta}_j \frac{\bar{\Delta}_j}{\bar{\Delta}_1} \quad (2-115)$$

すなわち,

$$\frac{\bar{\Delta}_j}{\bar{\Delta}_1} = \left(\frac{T_1}{T_j}\right)^2 \frac{1}{\bar{\beta}_j} = \left(\frac{\omega_j}{\omega_1}\right)^2 \frac{1}{\bar{\beta}_j} \quad (2-115')$$

の関係により, 変位応答を有次元領域で比較する場合には Table 2-2 の如く, $\bar{\beta}$ に応じて基準弾性限相対回転角が異なることを考慮しなければならない。勿論, 各弾塑性ジョイントにおける塑性変位応答はそのまま比較できる。

Table 2-2 Comparison of reference value
of elastic limit relative rotation.

$\bar{\beta}$	0.2	0.4	0.6	0.8	1.0	1.2	2.0	5.0	5000
\bar{K}_j/\bar{K}_1	3.368	1.874	1.364	1.117	1.0	0.870	0.663	0.484	0.363
$\bar{\Delta}_j/\bar{\Delta}_1$	1.484	1.334	1.222	1.119	1.0	1.149	1.507	2.065	2.751

また, 外乱強度パラメータ α は, 後述するよう, $\bar{\beta}$ の変化に依いた値として α' を採用する。

b) Vernon S82°E, Oct. 2, 1939

(2-118) 式に示した周波数パラメータ Ψ は、構造物が3層であることを考慮して、外乱継続時間 9秒に対して、構造物基本固有周期 $T=0.3, 0.45, 0.6$ 秒に相当する $\Psi=1/30, 1/20, 1/15$ を採用し、強度パラメータ α は

$$v' = \frac{\alpha'}{\Psi} = \frac{2Td \cdot A/g}{T \cdot S \cdot \Sigma m_i}$$

が一定、ここでは $v'=12.5$ とし³⁷⁾、 $\alpha'=\alpha/\beta=0.416, 0.625, 0.833$ とするが、 $\alpha'=0.833$ は外乱加速度の絶対値の最大振幅が $A=0.3g$ に対し base shear 係数 $S=0.24$ で設計された構造物に相当する。なお、3層モデルについては、柱脚を固定とせず、地中梁による層間減衰に期待している。

平面架構の弾塑性地震応答における別の構造物モデルは本章5節で詳述したモデルの中から通正動力特性分布と考えられる $\lambda=0.7$, $\nu=1.5$ の場合を採用するが、重複を避けるため、ここでは詳述しない。

6.3 梁柱強度比の弾塑性応答におよぼす影響

臨界減衰比 $\zeta_c=0.01$ の粘性減衰係数を与えた3層構造物モデルに cosine 波1波が作用したときの応答を Figs. 2-35~39 に示す。Fig. 2-35は各弾塑性ジョイントの最大靱性率応答 γ_p を縦軸にとり、梁柱強度比 β を対数目盛を用いて横軸に表わし、 β の変動による梁柱弾塑性ジョイントの応答の分布性状の変動に注目した図で、図中の番号は下層から上層へジョイント番号を付し、1~6が柱のジョイント、7~10が梁のジョイントを意味する。この図で $\beta < 1$ 、すなわち、梁の強度により構造物の層せん断強度が支配される範囲では $\alpha' = \text{constant}$ の条件が、base shear 係数一定を意味し、梁強度により構造物強度が規定されるため、梁の最大靱性率応答は β に関してあまり変化しない結果となる。 β が1に近づき、梁強度と柱強度が等しくなるにつれて柱の応答は急激に増加し、梁の応答は当然減少する。入力が構造物の基本固有振動数に同調する cosine 波であるため 1st mode の変形が生じ易く、梁の靱性率応答が 10~20 という強い外乱に対して、 $\beta=0.6$ のとき柱の最大靱性率応答は梁の応答の 1/5以下となり、柱の安全性は高められることが判る。 β が 0.6 より大きくなると柱が塑性域に入り、

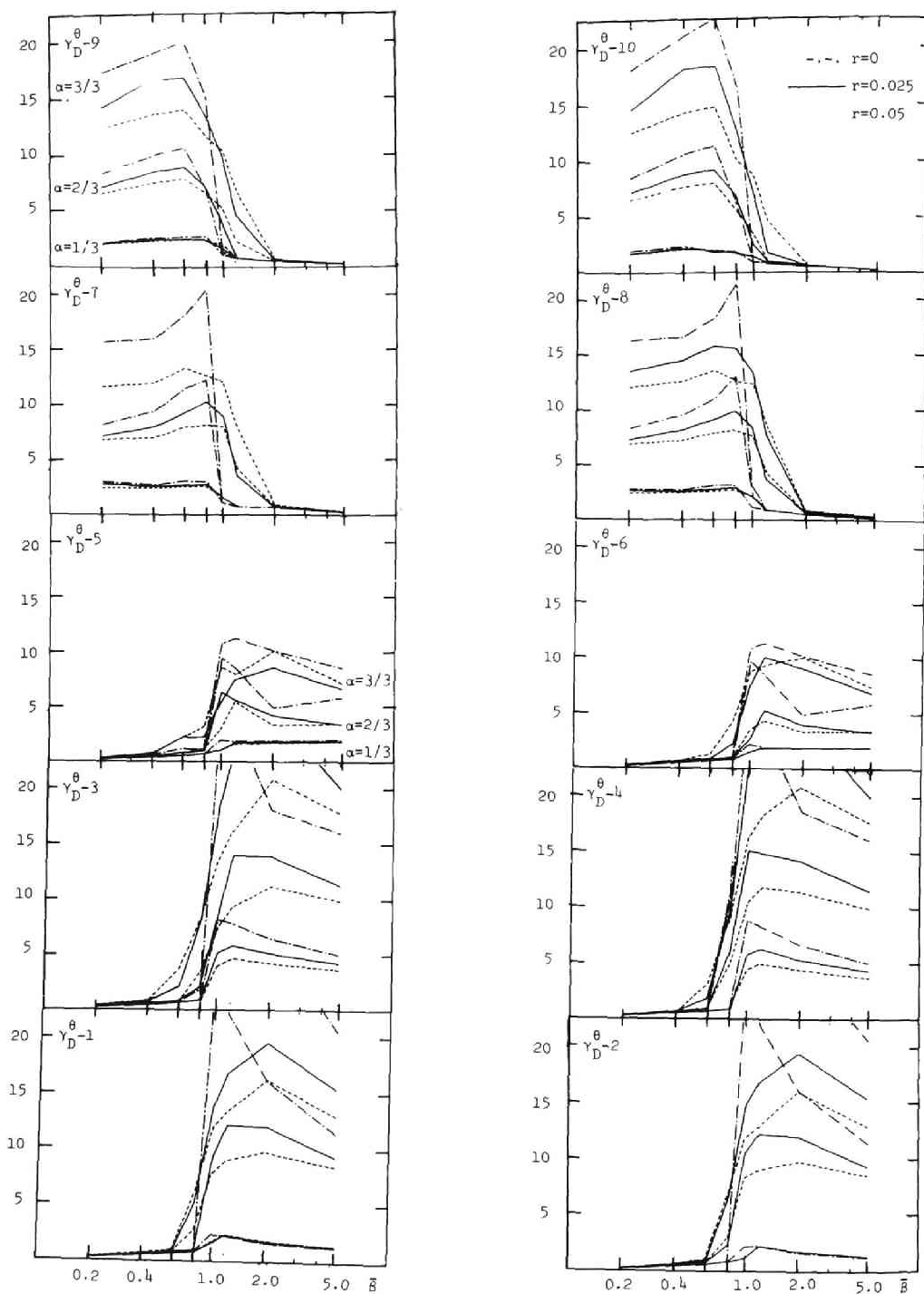


Fig.2-35 Maximum ductility ratios of elasto-plastic joints ;
cosine input

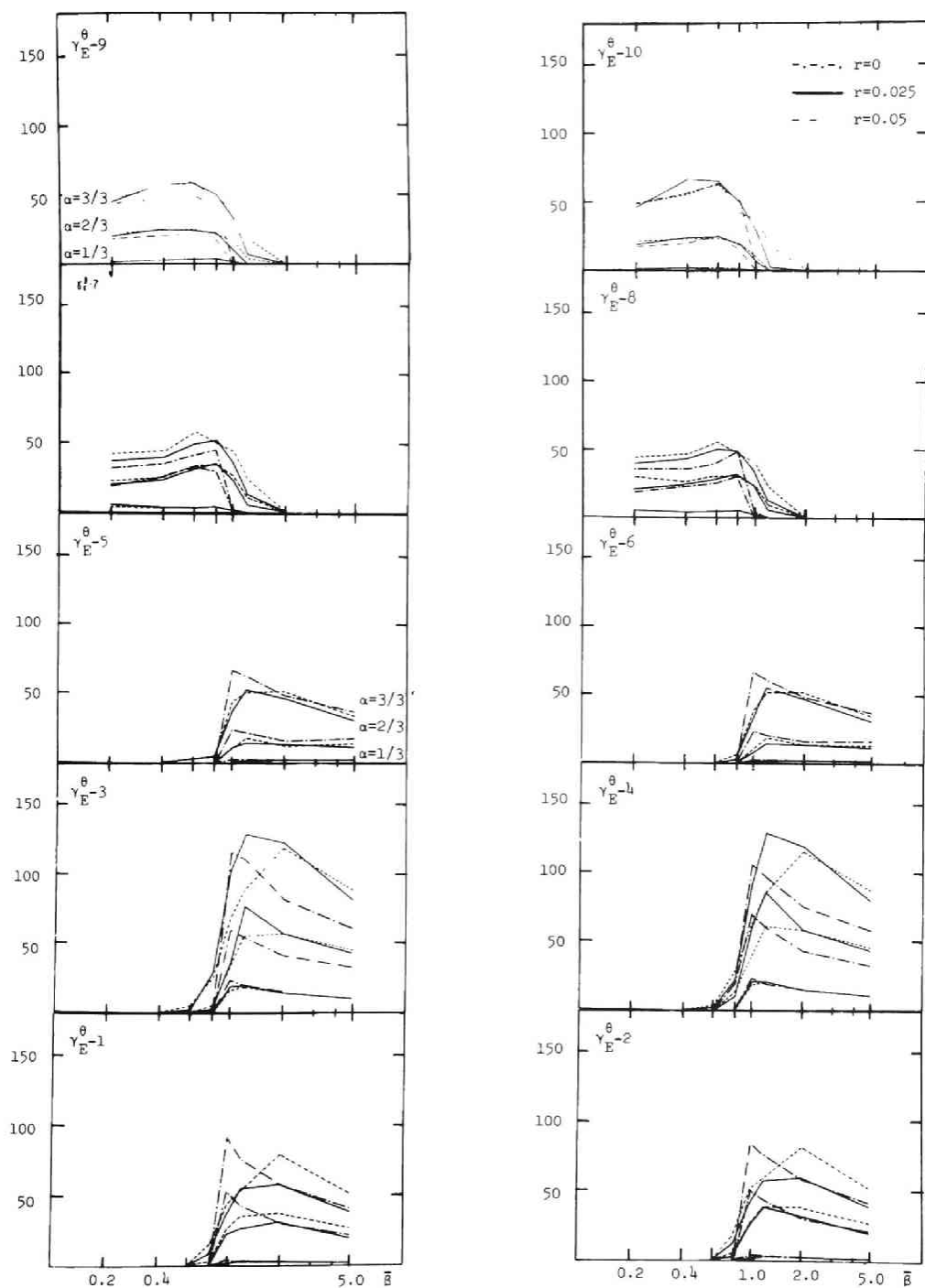


Fig.2-36 Final dissipated energy ratios of elastoplastic joints ;
cosine input

$\bar{\beta} = 0.8 \sim 0.9$ では、柱、梁の最大靱性率応答は同程度となる。この傾向は弾塑性ジョイントの第1, 第2分枝剛性比 $\bar{\gamma}$ にも影響され、 $\bar{\gamma}$ が大きいほど $\bar{\beta} < 1$ の柱は塑性域に入り易くなる。 $\bar{\beta} > 2$ では柱の靱性率応答は $\bar{\beta}$ に殆んど無関係となり所謂せん断型質点系の応答性状に近づくことが判る。耐震安全性の別の重要な尺度である各ジョイントの最終履歴消費エネルギー率は Fig. 2-36 に示すように入力が同調 cosine 波であることと関連して靱性率応答と大略同様な傾向を示している。

第1, 第2分枝剛性比 $\bar{\gamma}$ が大きいほど $\bar{\beta} < 1$ の梁の靱性率応答は小さく、 $\bar{\beta} > 1$ の柱の応答は小さくなるのに比し、最終履歴消費エネルギー率ではその逆の傾向を示す。 $\bar{\gamma}$ が小さければ一度の変形により殆んどエネルギーが消費されるのに比し、 $\bar{\gamma}$ が大きければ抵抗が増加し繰返し塑性域に入るためと考えられる。この解析に用いたモデルは典型的な地震波形に対し根拠的な構造物モデルを用いた応答結果から相対変位に関する最大靱性率応答一様の規範で適正分布として検出された分布を柱に与えたが cosine 波と入力とする場合には基礎の固床の影響もあって、2層の柱靱性率応答が大きくなる層が小さくなるが、主として興味のある $\bar{\beta} < 0.7$ の領域では、梁および柱ごとの最大靱性率は大略一様であり、この場合には適正であると判断できる。Fig. 2-37

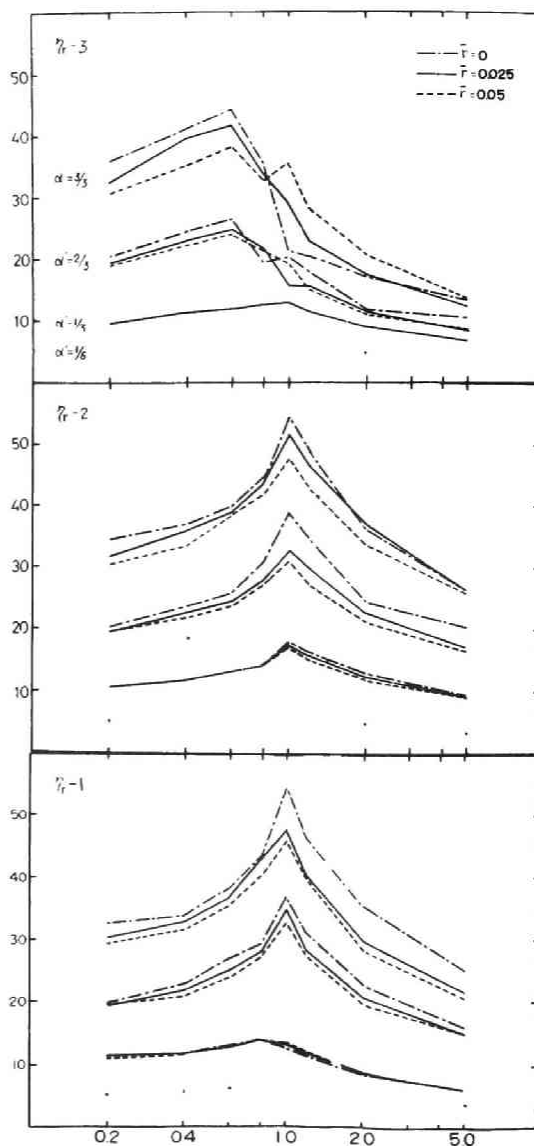


Fig.2-37 Maximum relative displacement ; cosine input

には最大層間変位応答を示すが、1、2層は $\bar{\beta}$ に関して定性的にも定量的にもほぼ同様の傾向を示すが、3層は最大層間変位と $\bar{\beta}$ の値が $\bar{\beta}$ の小さい方にずれ、 $\bar{\beta} < 1$ で応答が大きくなる傾向をもつ。局所的な応答では $\bar{\beta}$ の小さい領域で柱の靱性率応答は \bar{r} の増加に伴い増大するが、梁の挙動の卓越する $\bar{\beta}$ の小さい領域および柱の挙動の卓越する $\bar{\beta}$ の大きい領域で、 \bar{r} の増大はそれらの局所的な応答を抑制する。この傾向は概括的な最大層間変位応答でも \bar{r} が大きくなると、一般に、応答は小さくなることに対応し、正の第2分岐剛性を導入することによって局所的応答および概括的応答はともに安定化することと示す。強度パラメータ α' についてみると、弾性応答では、 $\bar{\beta}$ にそれほど影響されないのに比し、 α' が増加すると $\bar{\beta} = 1$ のとき変位応答は増加する。これは柱梁の強度比が等しいため、全強度和、換言すれば、全断面が最小となる場合であり、base shear係数を一定としても、それだけ余力のない構造物と考えることができる。

各ジョイントの最大靱性率応答の空間的な分布と架構の応答モードと $\bar{r} = 0.025$ 、 $\alpha' = 3/3$ の場合についてFig. 2-38に示す。梁降伏形式となる $\bar{\beta}$ が小さいときには柱および梁ごとの靱性率応答分布は大概等しいが、 $\bar{\beta}$ が1近傍になり、柱が塑性域に入ると2層柱頭の応答が増加し、その結果3層の応答が減少する。この傾向は応答変位にも顕著に現れるが、梁降伏型の架構では各層の連成の度合いが強くなり、部材の靱性率応答を一樣化することが比較的容易であることを示唆している。Fig. 2-39には、cosine 1波を入力とし、外乱強度パラメータ $\alpha = 0.4$ 、 $\bar{r} = 0.025$ としたときの応答結果を示す。

この場合は柱強度を一定として梁強度を柱強度の0.2～5倍に変化させたことになり $\bar{\beta} < 1$ では梁靱性率は当然大きく、層間変位応答も $\bar{\beta}$ の減少とともに増加する。 $\bar{\beta} \geq 0.8$ では柱の応答は急激に増加し、各ジョイントの応答のばらつきも

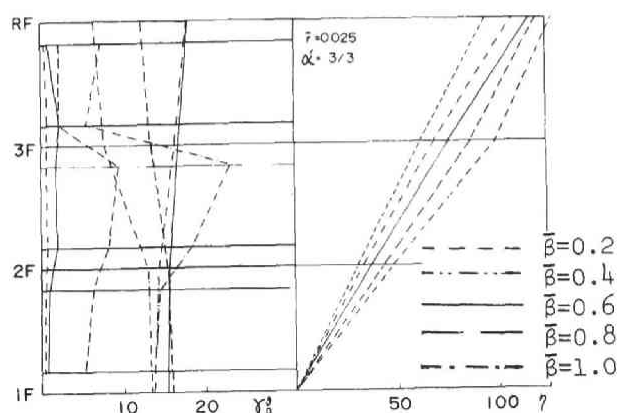


Fig. 2-38 Distribution of ductility ratio of joints and displacements; cosine input

はげしくなるが、さらに、 $\bar{\beta}$ を大きくすると、柱頭、柱脚の固定度が等しくなる所謂せん断型質点系の応答に収斂する。また、この図からも $\bar{\beta}$ の小さい梁降伏型架構は、梁の靱性率応答が比較的一様分布となり、終局耐震設計上きわめて有効であることが判る。このように、構造物の基本固有周期に同調する cosine 波一波を入力とした場合には応答分布に及ぼす $\bar{\beta}$ の影響を比較的容易に見出すことができ、たとえば、或る外乱強度の範囲、即ち、梁の最大靱性率応答が20程度以下に対応する外乱強度に対して、梁強度和と柱強度和の6割程度に達することによって、柱の応答を弾性域あるいは微小塑性域に制御できることが判る。

一般に地震外乱は広い周波数帯域を含む波形であり、実地震記録波形を入力とした場合の応答分について検討することが、特に、外乱の卓越周期が構造

物の基本固有周期より小さい場合に重要となる。従って、ここでは Vernon 波形を入力として検討した結果を以下に示す。第1、第2分枝剛性比 $\bar{\gamma} = 0.025$ の場合の各ジョイントの最大靱性率応答を Fig. 2-40 に、各層の最大相対変位応答を

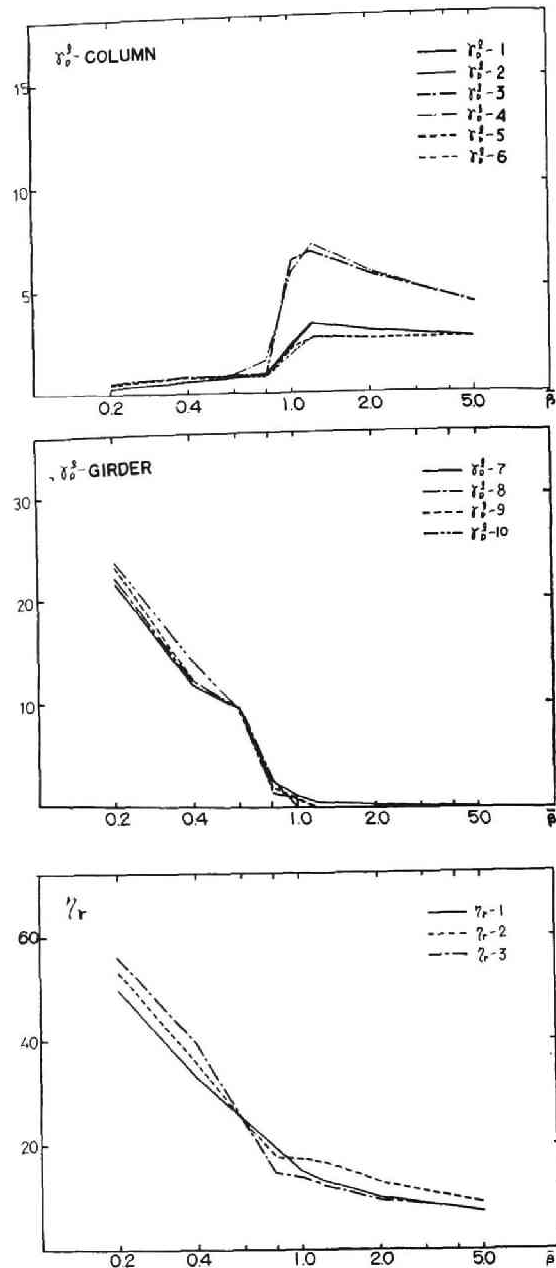


Fig.2-39 Maximum ductility ratios and relative displacements; cosine input, $\alpha=0.4$

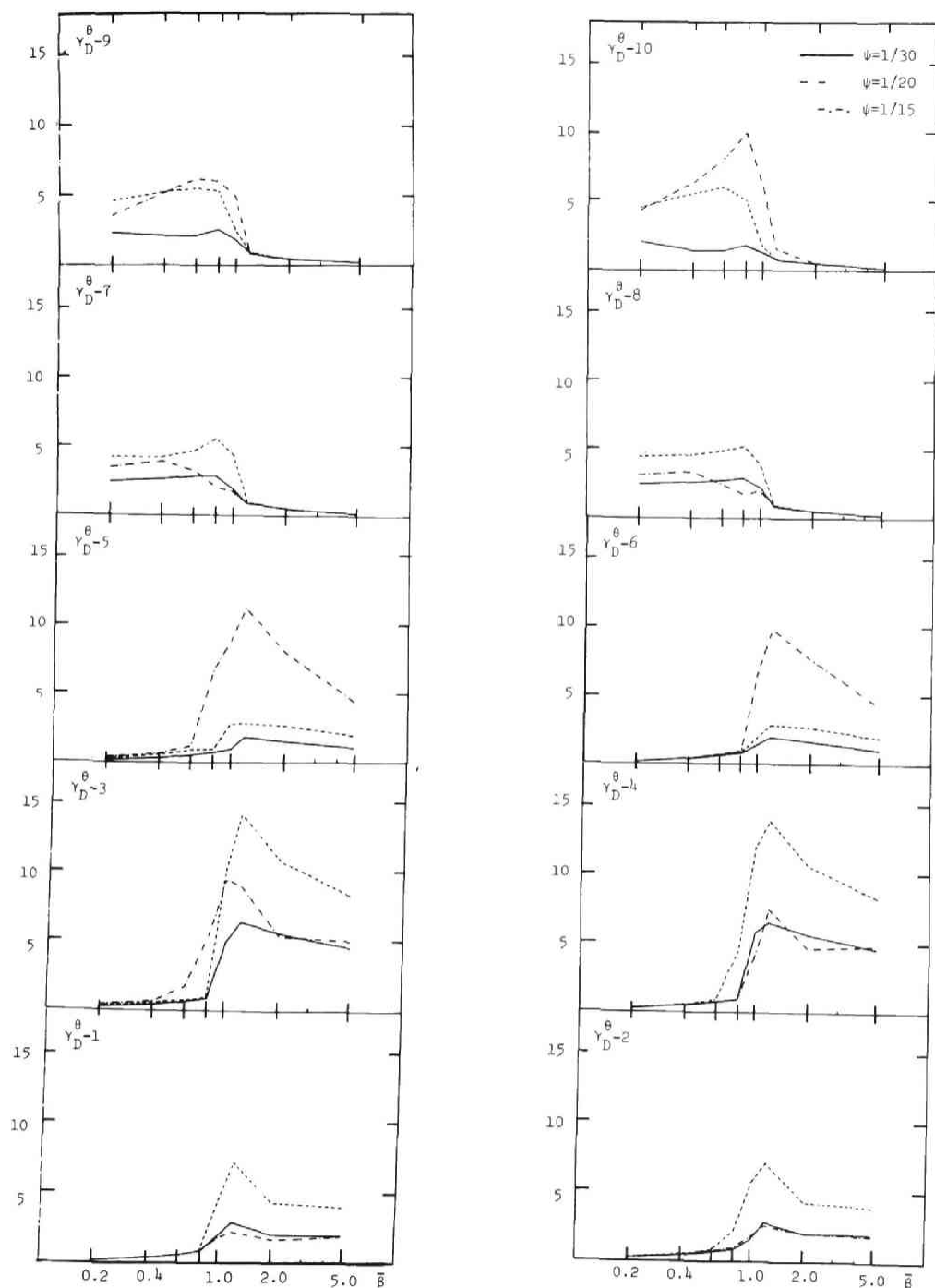


Fig.2-40 Maximum ductility ratios of joints ; vernon input

Fig. 2-41 に示す。外乱周波数パラメータ ψ と $1/30$, $1/20$, $1/15$ の3種類採用しているがこれらは例えば外乱継続時間 9 sec. に対し、構造物基本固有周期 $T=0.3, 0.45, 0.6$ sec. に対応し、Fig. 2-12 に示すごとく外乱卓越振動数近傍とその前後の固有振動数をもつ構造物に対応する。これらを cosine 波入力カ

の場合と比較すると、全般的な傾向はかえり類似しており、特に、外乱周波数 ω が $\omega = 1/30, 1/20$ の場合には共通した傾向が強い。しかし、応答の詳細にみると、外乱の周波数特性の影響をかなり受けていることが判る。たとえば、最大層間変位応答は、1, 2層は $\omega = 1/20$ で大きく、3層は $\omega = 1/15$ のとき、最も大きくなり、 $\omega = 1/20$ の場合は cosine 入力の方が特性に近いが、 $\omega = 1/15$ では分布特性は異なり、最上層の層間変位が大きくなる。

これらの結果は外乱の周波数特性からある程度推察できる。即ち、塑性挙動によって等価的な固有周期が延長することと考えると、 $\omega = 1/20$ と $\omega = 1/30$ の場合は、構造物の基本固有周期に対応する周波数 power の卓越する帯域に入り、 $\omega = 1/15$ では、むしろ、第 2 次固有振動数に対応する振動数の power が大きくなるため、 $\omega = 1/20, 1/30$ の分布特性は第 1 次モードの卓越する同調 cosine の場合と類似し、 $\omega = 1/15$ では高次振動の影響で上層の応答が大きくなることを推定される。応答結果と量的に比較すると Vernon 波形で $\omega' = \alpha'/\omega = 12.5$ の場合は cosine 波の場合の

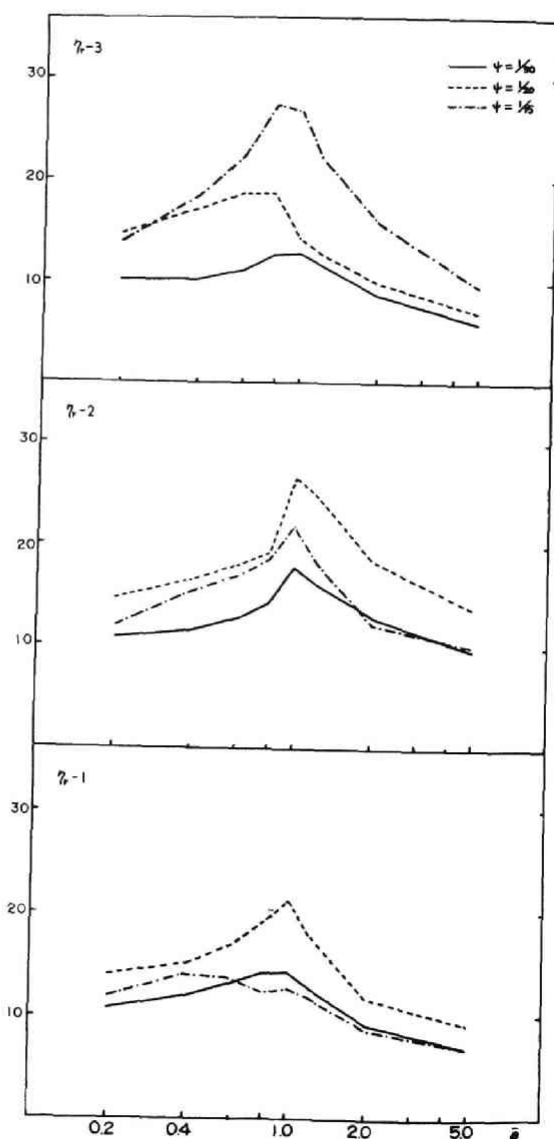


Fig.2-41 Maximum relative displacement;
vernal input

$\alpha' = 1/3 \sim 2/3$ に対応し cosine 波入力 $\alpha' = 2/3$ のとき $\beta = 0.6$ の架構に対して柱の非線形応答は以下、梁の非線形応答は10程度であるが、Vernon 波形を入力とする場合、柱と梁の最大非線形応答比を1.10にある β は 2.42 あり、 $\psi = 1/20$ 、 $\beta = 0.6$ のときの柱応答は1以下、梁は5程度、 $\psi = 1/15$ 、 $\beta = 0.6$ のときの柱応答 1.7 に対し梁は 2.5 とする。これらの結果からランダム性の強い地震波形の場合には、同周 cosine 波に比し、高次振動の影響があって、梁、柱の最大非線形応答の比と同程度に与えるためには柱の強度をより大きく取ることが必要となる。以上は柱の降伏条件として軸力の影響を考慮しない場合の結果であり、現実には架構の立体振動による影響や静的、動的軸力の影響が、特に、柱に強く表れるため、柱の耐震安全性を梁と同程度乃至はそれ以下とするためには、さらに柱の強度を大きくすることが必要となる。最後に、各層の復元力特性、即ち、層間変位と層せん断力の関係が β に依存する割合を $\alpha' = 2/3$ 、 $\bar{F} = 0.025$ について Fig. 2-42(a)に cosine 波入力に対する最上層履歴特性を、Fig. 2-42(b)に $\psi = 1/15$ の Vernon 波入力に対する履歴特性を示す。弾塑性ジョイントの履歴特性

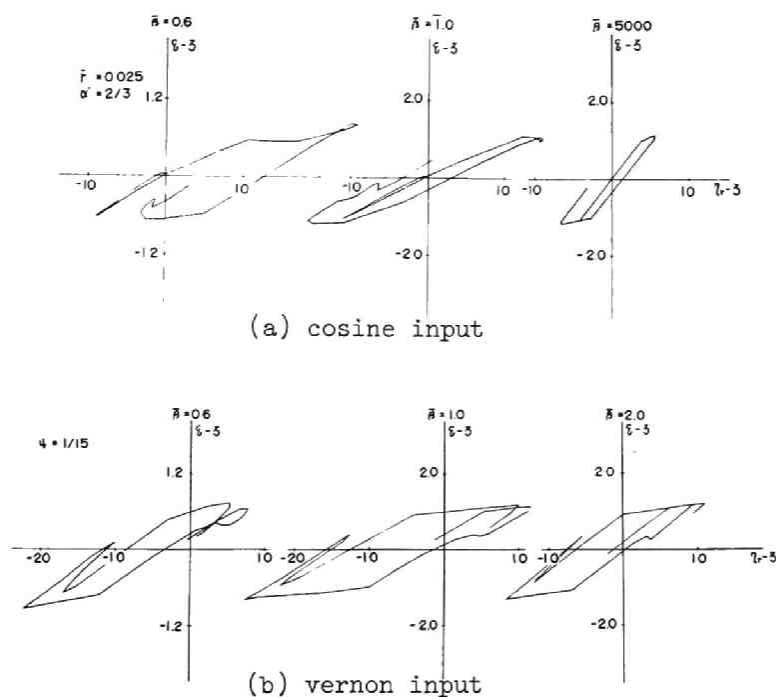


Fig. 2-42 Nondimensional restoring force characteristics.

を bilinear で与えているため、 $\bar{\beta}$ が大きい場合にはその傾向が現れるが、 $\bar{\beta} \leq 1$ では他層との連成の度合いが強まり、複雑な履歴を描くことが判る。建築構造物の終局耐震安全性と確保する立場からは、常時軸力の作用する柱部材の塑性挙動と許容することは、最近の大分県中部地震による被害例にも明らかのように、構造物全体の崩壊につながる可能性が強く、柱の安全性を高めようとするば、当然、梁柱強度比が $\bar{\beta} = 0.6$ 程度以下になることも予想される。このような場合に層の復元力特性と特定の層と抽出した静的実験結果から与え、せん断型質点系モデルに抽象して地震応答性状と把握することは信頼性に乏しく、むしろ、このような梁降伏型の構造物に対しては、他層との連成の影響も含みうる動的振動実験が必要であるととも、梁降伏型のモデルによる地震応答解析の必要性を Fig. 2-42 は示していると考えられる。

6.4 地震応答におよぼす軸力の影響

前節の弾塑性解析においては部材の曲げ抵抗について検討し、重力による軸力および水平変位に伴って生ずる軸力については特に考慮していないが、最初に指摘した如く、また、最近の地震被害にみる如く、構造物全体の崩壊に直接関係すると考えられる軸力の影響を正しく評価することが必要であり、最近では、軸力を考慮した地震応答解析も数多く発表されている。弾塑性解析に関する軸力と曲げモーメントの相互作用に関する研究は古くから行なわれているが、それを地震応答解析に適用した研究として、1966年の筆者らの研究⁽²⁾、1969年の G.H. Workman の博士論文⁽⁴⁴⁾ は、いずれも、降伏条件に軸力を考慮し、座屈撓曲法係数と展開することにより剛性を評価している。一方、そのような解析の複雑さを避け、弾性応答乃至は設計基準から得られた動的軸力の最大値を考慮して降伏モーメントを定めた J. C. Anderson と R. P. Gupta の研究⁽¹⁹⁾ などがある。一般的に降伏条件と塑性流れを考慮した研究については第5章に述べる。

ここでは、(2-3)式によって部材の剛性に動的軸力を考慮し、理想工型断面の降伏間数と $P-\Delta$ の影響を含めた応答結果と軸力を考慮しない場合の応答について比較検討する。構造物モデルは前節と同様、3層1張間門型架構であり、各層柱弾塑性ジョイントの無次元強度を $\{1, 7/9, 5/9\}$ 、梁柱強度比 $\bar{\beta} = 0.6$ 、梁柱部材成比と

1, 2 とすると各ジョイントの無次元強度, 剛性, 弾性限回転分布は次の如く定められる。

$$\{\alpha\delta\} = \{1, 1, 7/9, 7/9, 5/9, 5/9, 0.6, 1.06, 0.8, 0.3\}$$

$$\{\alpha\} = \{1, 1, 7/9, 7/9, 5/9, 5/9, 0.36, 0.64, 0.48, 0.2\}$$

$$\{\delta\} = \{1, 1, 1, 1, 1, 1, 2/1.2, 2/1.2, 2/1.2, 2/1.2\}$$

重力による軸力 E

$$m_{0i} = 2 \frac{\bar{\alpha} \sum_{i=1}^N m_i}{S \sum_{i=1}^N m_i \alpha_i \delta_i} \frac{1}{\alpha_i \delta_i}$$

より, base shear 係数によって与えらる, $P-\Delta$ の影響により, 軸力 E を無視したモデル A (実線), $S=0.3$ に相当する軸力 E を与えたモデル B (点線) および, $S=0.1$ のモデル C (鎖線) の無次元固有振動数は, それぞれ, $(\omega)=0.2016, 0.1987, 0.1928$ となり, 軸力に応じて小さくなる。Figs. 2-43 ~ 45 は各層相対変位応答, $\delta_p^?$, 各弾塑性ジョイント靱性率応答, δ_p^R , および, 入力エネルギー, E_t , と履歴消費エネルギー, E_{ppt} を示した図であり, 同図の左側は構造物基本固有周期に同調する cosine 波-波を入力としたときの応答, 右側は周波数パラメータ $\psi = 1/30, 1/20, 1/15$ に対応する強層パラメータ $\alpha = \psi/\bar{\nu}$ ($\bar{\nu}=15$) を設定し, Vernon 地震波の $S82^\circ E$ 成分を入力としたときの応答である。このモデルについては軸力による剛性変化, $P-\Delta$ 効果, 降伏曲線強度の低下を含む軸力向歪は含まれていない。概略的な応答である $\delta_p^?$, E_t , E_{ppt} などは軸力の影響を受けにくい, 局所的な応答である δ_p^R については軸力軸力の影響が大きく, 2~2.5 倍の応答を示し, 特に, 下層の柱の応答が増加する傾向にある。また, 弾塑性ジョイントの第 2 分枝剛性が $r=0.1$ とすると, 柱が塑性域に達する割合が強くなるが応答のばらつきは小さくなることが判る。

Figs. 2-46, 47 は El Centro 地震の NS 成分を入力としたときの第 1 層, 第 3 層の相対変位時刻歴と層復元力特性を示した図である。重力によって生ずる $P-\Delta$ 効果により, 復元力は低下し, 応答変位も若干増加する傾向にある。なお, 別に検討した結果²⁹⁾, 軸力の部材剛性に及ぼす影響は小さいことが判明しており, 弾塑性ジョイント曲げ耐力の低下と $P-\Delta$ による固有周期の変化が重要と考えられるが, 更に詳しくは次節にて検討する。

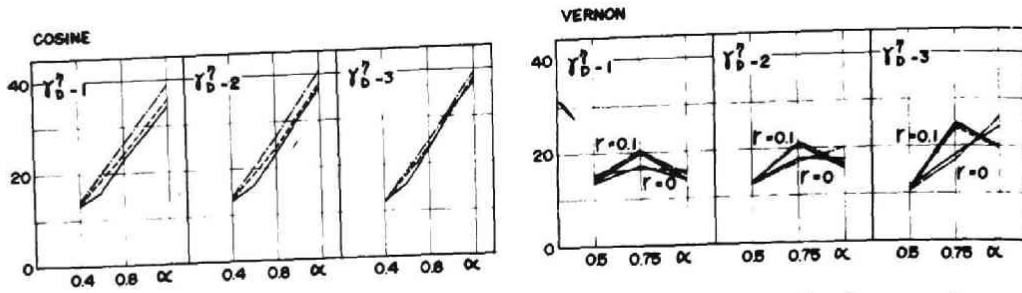
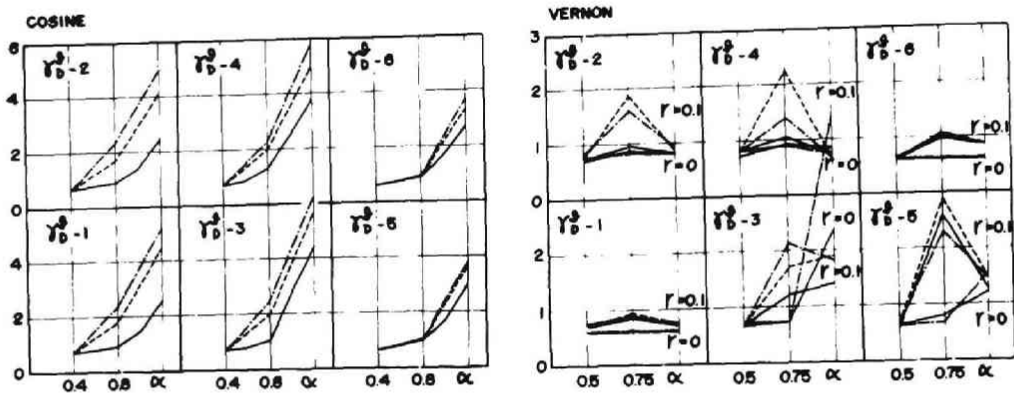
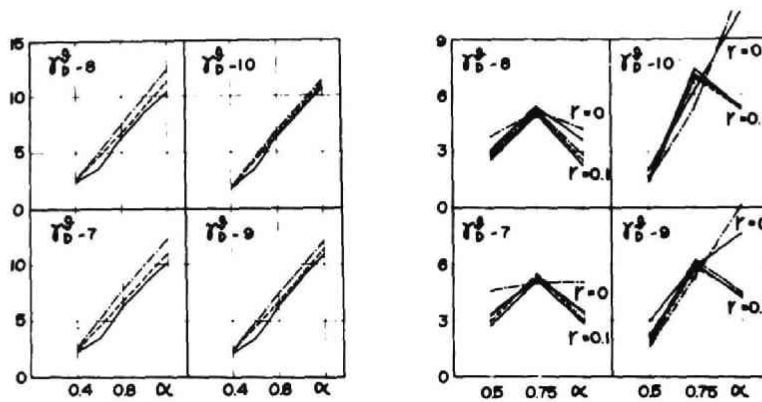


Fig.2-43 Peak value of nondimensional relative displacement.



column



girder

Fig.2-44 Peak value of ductility ratio of elasto-plastic joint.

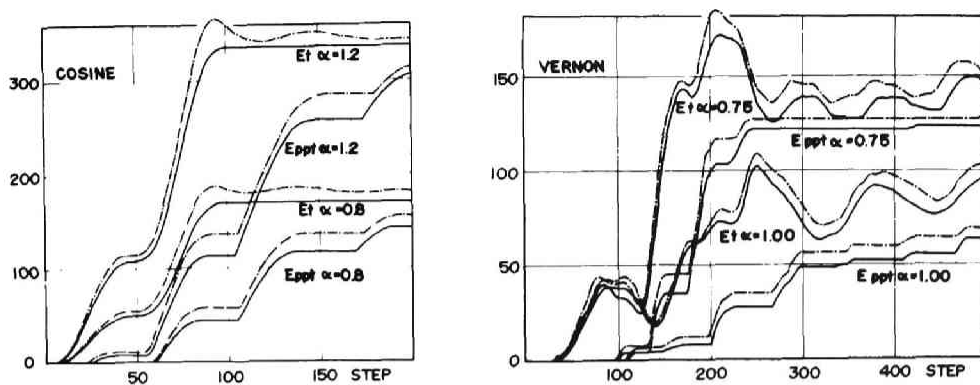


Fig.2-45 Transmitted energy and dissipated energy.

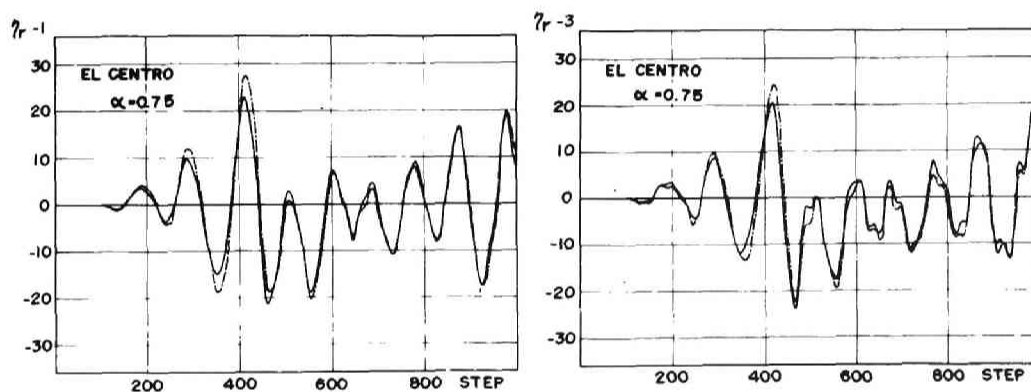


Fig.2-46 Nondimensional relative displacement.

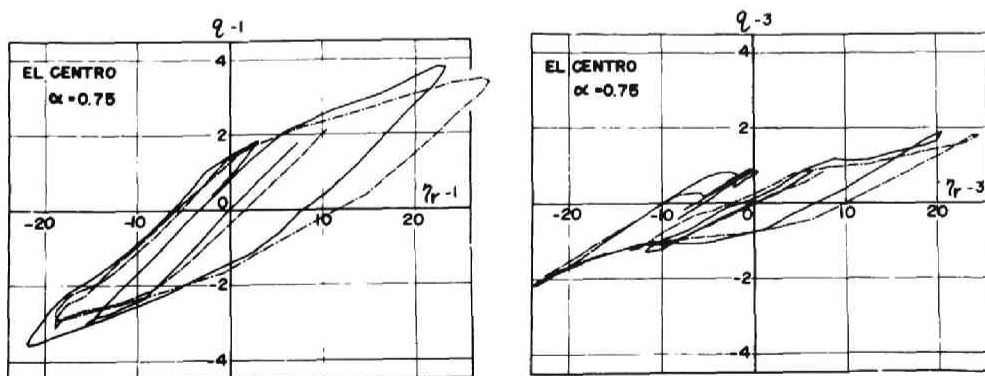


Fig.2-47 Restoring force characteristics.

6.5 構成部材の動特性分布と最大応答値分布の関係

本節においては、本章第5節の弾性応答の検討の際に設定した7層1張間平面架構を対象として、No. 6～10の5つの修正模擬地震波を入力とする弾塑性地震応答を求め、弾性応答より得られた適正分布の再検討とともに、終局状態に至る動的挙動を把握し、耐震安全性に及ぼす軸力の影響を明らかにする。

架構モデルは、柱降伏型架構に相当する梁柱強度比 $\bar{\beta} = 5$ のモデルと梁降伏型架構に相当する $\bar{\beta} = 0.6$ の2種のモデルを採用し、柱軸方向剛性に関係して部材の断面形状から定まる常数 $\mu = 0.25$ とし、部材またはジョイント強度の空間に関する分布は弾性応答結果から得られた適正分布に近い値として $\lambda = 0.7$ 、 $\nu = 1.5$ と仮定して架構の弾性動力学特性を決定する。一方、弾塑性ジョイントの降伏後の挙動については、軸力と曲げモーメントとの相互作用を考慮して降伏条件とその後の材軸方向変形と相対回転角を逐次決定する手法をとる。ただし、降伏後の歪硬化は考慮していない。入力とする外乱強度パラメータ α と周波数パラメータ ψ については、各周波数について5個の入力波形に対する弾性最大靱性率応答の平均値が同程度となる強度パラメータ α を選定し Table 2-3 に示す。即ち、重力による軸力を無視し、 $s = 0.2$ 、 $\bar{\beta} = 0.6$ としたときの α の値が、弾性応答から設定した強度パラメータであり、その他は梁柱強度比、base shear 係数に応じて次式により定める。

$$\alpha = \frac{2(1+\bar{\beta})}{\sum_{i=1}^N m_i s} (1-\tilde{n}) \frac{A}{g} \quad (2-115)$$

ここに、 \tilde{n} は基準化された重力による軸力であり、次式で与えられる。

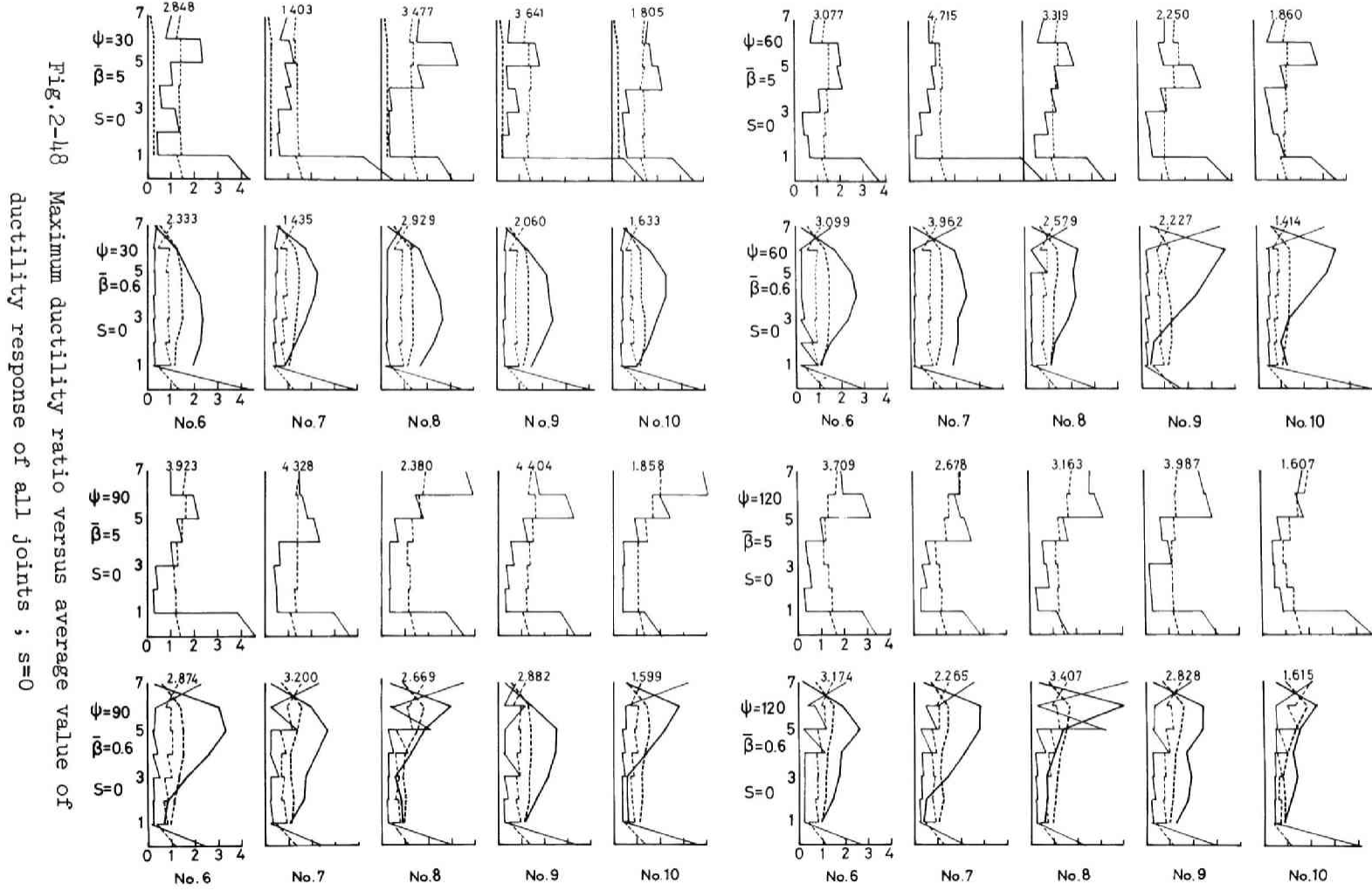
$$\tilde{n} = \frac{N}{N_T} = \frac{(1+\bar{\beta})/s \cdot \bar{H}/L}{(1/\mu + (1+\bar{\beta})/s \cdot \bar{H}/L)} \quad (2-116)$$

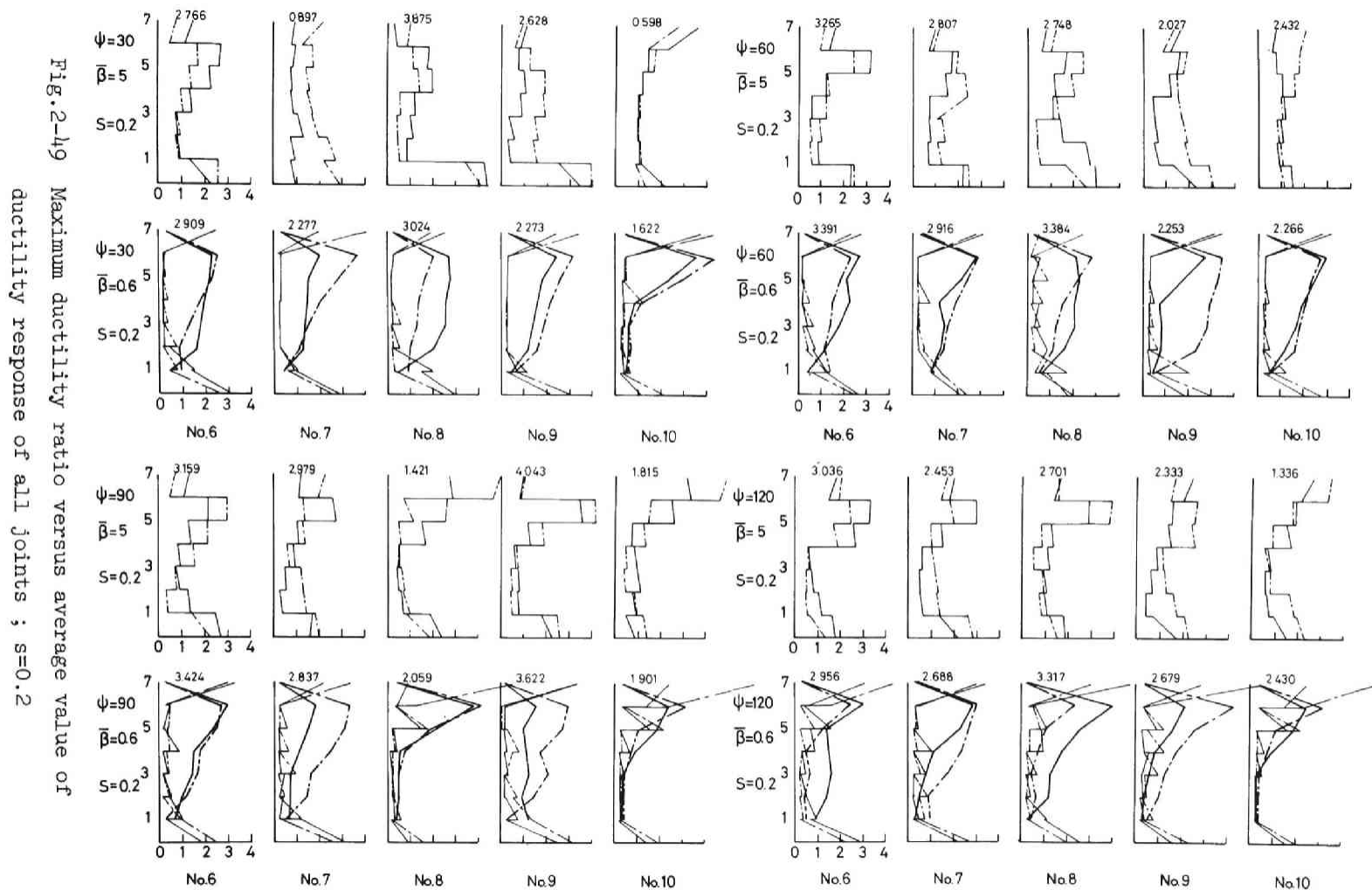
Table 2-3 Strength parameter α for each model

s	$\beta \backslash \psi$	30	60	90	120	n
0	0.6	0.2	0.3	0.4	0.5	-
	5.0	0.25	0.375	0.5	0.625	-
0.3	0.6	0.167	0.25	0.333	0.417	0.167
	5.0	0.2	0.3	0.4	0.5	0.2
0.2	0.6	0.154	0.238	0.308	0.385	0.231
	5.0	0.182	0.273	0.364	0.455	0.273

Fig. 2-48 は No. 6~10 の修正模擬地震波を入力としたときの、梁、柱弾塑性ジョイントの相対回転角に関する弾塑性地震応答の空間的平均値と各図の上に数字で示し、その平均値に対する各ジョイント靱性率応答の比を表わし、上部5個の図が柱降伏型 ($\bar{\beta}=5$)、下の5個の図が梁降伏型 ($\bar{\beta}=0.6$) の応答と示している。図中点線は各ジョイントの弾性靱性率応答、実線は弾塑性応答を表わし、太線は梁、細線は柱の靱性率応答である。 $\lambda=0.7$ 、 $\nu=1.5$ の動特性分布を与えたため、先に指摘した如く、弾性応答については $\psi \leq 60^\circ$ で大略適正応答分布、 $\psi \geq 90^\circ$ で上層の応答が大きくなるが、この弾性応答の性質は直接、弾塑性応答分布に影響し、梁降伏型架構においては、周期の短い構造物に対しては最下層柱脚と梁が降伏し、梁の応答分布は平均靱性率応答の大小に関係なく、異なる外乱に対しても、大略、同じ大きさの応答値の割合となる。 ψ が大きくなり、架構の高次振動成分が含まれる場合には、上層部の梁の応答が増加するとともに柱のジョイントが塑性域に達する場合も生じてくる。しかし、ある層の柱の柱頭と柱脚が同時に塑性域に達することは稀であり、 $\bar{\beta}=0.6$ とあれば、入力エネルギーの大部分は梁の塑性挙動によって消費されることが判る。一方、柱降伏型の架構、すなわち、 $\bar{\beta}=5$ の場合には、周期の短い架構については、最下層の柱の応答が特に大きく、外乱の相異に対するばらつきも著しい。この結果は弾塑性ジョイントにおける応力-歪関係と完全弾塑性型に仮定していることにも起因するが、梁降伏型架構に比べて柱降伏型架構では、各層毎に応答が独立に与えられることによる影響も看過できず、柱の終局変形能力に対して充分な検討が要求されよう。

Fig. 2-49 は、Fig. 2-48 と同じ架構、外乱に対して、重力の影響について検討した結果である。ここで考慮する重力の影響としては、各層重量の $1/4$ が梁中央に集中すると想定し、それによって生ずる曲げモーメントと軸力を初期条件として与える。 $S=0.2$ のとき、 $\bar{\beta}=5$ 、 0.6 に対する最上層梁端部の初期条件による曲げモーメントは、それぞれ、降伏曲げモーメントの 7.2% および 15.3% となり、1層柱の軸力比 \bar{N} は前頁に示した値をとる。この場合には、当然、 $P-\Delta$ の影響も考慮される。図中、実線は架構左側の梁柱ジョイントの最大靱性率応答、1点鎖線は架構右側の応答を表わす。この図と先の Fig. 2-48 と比較すると、初期条件の影響によって左右の応答が異なるのは当然であるが、 $\bar{\beta}=5$ の場合も、





各層の靱性率応答のばらつきは小さくなる傾向にあり、一般に、復元力特性に関して正の第2次非線形性をもつ構造物モデルと類似の安定な応答を示していると云える。また、 $\bar{\beta} = 0.6$ の場合には、上層部では初期曲げモーメントの影響により最大靱性率応答が増加し、下層部では初期軸力の降伏条件に対する相互作用の影響、およびP- Δ の影響によって同一の柱の柱頭、柱脚が降伏する傾向がみられる。弾塑性ジョイント最大靱性率応答の空間的平均値を、さらに、各入力波形に対して平均して比較すると Table 2-4 となる。

Table 2-4 Average value of spacial average ductility ratio of elasto-plastic joints for 5 kinds of wave form

$\bar{\beta}$	$s \backslash \psi$	30	60	90	120
5.0	0	2.635	3.044	3.379	3.029
	0.2	2.153	2.656	2.683	2.372
0.6	0	2.078	2.656	2.645	2.658
	0.2	2.421	2.842	2.769	2.814

弾性応答が一致するように外乱強度パラメータ α を選んでいるため、異なる周期に対しても大略一様な平均値を示しており、重力による影響を無視した $s=0$ の場合の応答については柱降伏型架構の方が応答が大きくなるが、これは、各層せん断力の最大値が直持、柱の強度から決定されるためである。重力による初期条件の影響は柱降伏型より梁降伏型の方が大きくなっているのは、初期条件のうち曲げモーメントの影響が、弾性限層せん断力に考慮されておらず、そのため、梁が降伏し易くなっていることによる。なお、本節の解析では最上層の剛性の極端な変化を避けるため、最上層の梁強度は柱強度の $2\bar{\beta}$ 倍としたため、最上層柱頭の応答が大きくなっていることを付け加えておく。

重力による影響は降伏後の柱の挙動に特徴的に現われる。 $\bar{\beta} = 0.6$ の場合の柱脚弾塑性ジョイントの相対回転角に関する最大靱性率応答 ϕ と軸方向変形に関する最大靱性率応答 δ を Table 2-5 に表示する。重力による初期条件を考慮して

Table 2-5 Absolute maximum ductility ratios of relative rotation θ and axial deformation δ of the column joint at the base

excitation		No. 6		No. 7		No. 8		No. 9		No.10	
		θ	δ	θ	δ	θ	δ	θ	δ	θ	δ
S = 0	$\psi = 30$	10.29	9.31	5.57	4.76	10.57	9.55	8.55	7.63	6.42	5.56
	$\psi = 60$	9.30	8.38	14.43	13.27	8.06	7.17	3.69	2.93	6.94	6.08
	$\psi = 90$	7.09	6.20	8.07	7.15	8.11	7.16	9.98	8.97	5.69	4.78
	$\psi = 120$	8.30	7.32	4.77	3.95	7.66	6.74	8.49	7.50	6.71	5.88
S=0.2	$\psi = 30$	9.52	99.49	7.02	54.82	9.11	76.84	5.27	52.57	2.00	5.87
	$\psi = 60$	9.37	113.98	6.38	101.18	7.29	68.65	4.37	17.36	4.80	38.38
	$\psi = 90$	6.40	39.50	8.86	61.67	2.02	4.49	9.38	67.64	3.06	7.74
	$\psi = 120$	8.81	32.70	6.13	36.14	8.67	50.25	4.48	24.09	3.65	11.21

$$\bar{B}=0.6, \lambda=0.7, \nu=1.5, \mu=0.25$$

いる。すなわち $S=0$ の場合には相対回転角に関する最大塑性率応答と軸方向変形に関する塑性率応答がほぼ等しいのに対し、base shear 係数 $S=0.2$ 程度の初期条件を与えた場合には軸変形に関する最大塑性率応答が急激に増加し、その値向は周波数パラメータ ψ の小さい、基本固有周期の短い架構ほど顕著である。このことは、外乱継続時間と架構周期に関係なく一定とした結果であり、繰返し塑性化へ入ることにより、軸方向歪が蓄積されることを意味している。

$\bar{B}=0.6, \lambda=0.7, \nu=1.5, \mu=0.25, \psi=60$ の架構モデルについて、さらに詳しく示した図が Fig. 2-50~59 である。これらの図中、左の図は重力による初期条件の影響と無視した場合、中央の図は base shear 係数 $S=0.3$ に相当する初期条件を与えた場合、右側の図は $S=0.2$ に相当する初期条件を与えた場合について入力波形 No. 8 が作用したときの無次元応答である。強度パラメータはそれぞれのモデルに対応して $\alpha=0.3, 0.25, 0.23$ と与えて相対的な外乱強度と等しくしている。Fig. 2-50 の運動変位、Fig. 2-58 の層層歪み特性にみる如く、概略的な変位量に関して初期条件による軸力の影響は左右の柱で打消されて殆ど見えないが、Fig. 2-51 の 6 層梁の左右端部のジョイント塑性率応答は初期条件による曲げモーメントは僅かであるにもかかわらず、最大塑性率応答は 2 倍程度に増加する。1 層柱の柱脚 $\theta_{1,1}, \theta_{1,2}$ 及び柱頭 $\theta_{2,1}, \theta_{2,2}$ の相対回転角に関する塑性率応答

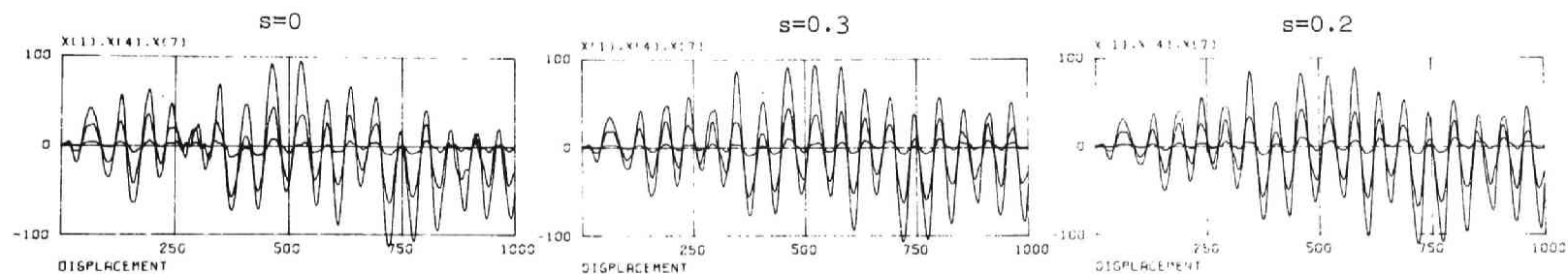


Fig.2-50 Nondimensional displacements at 1,4,7 floors.

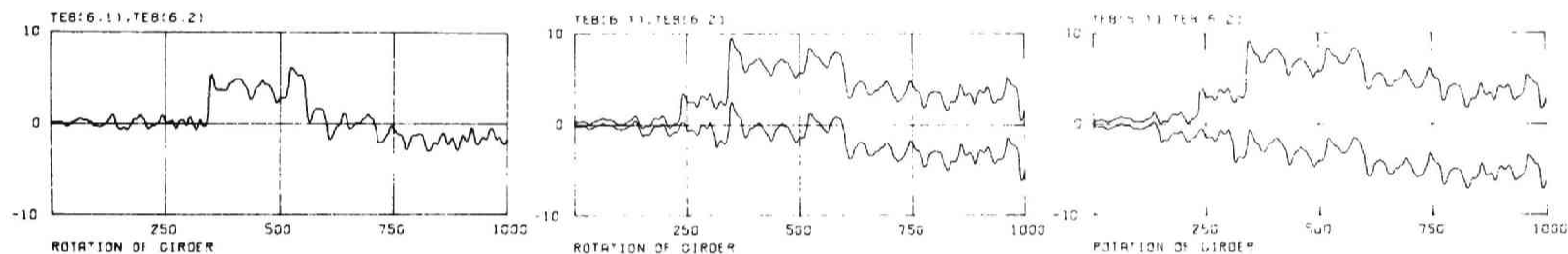


Fig.2-51 Ductility ratio of girder joint at 6th floor.

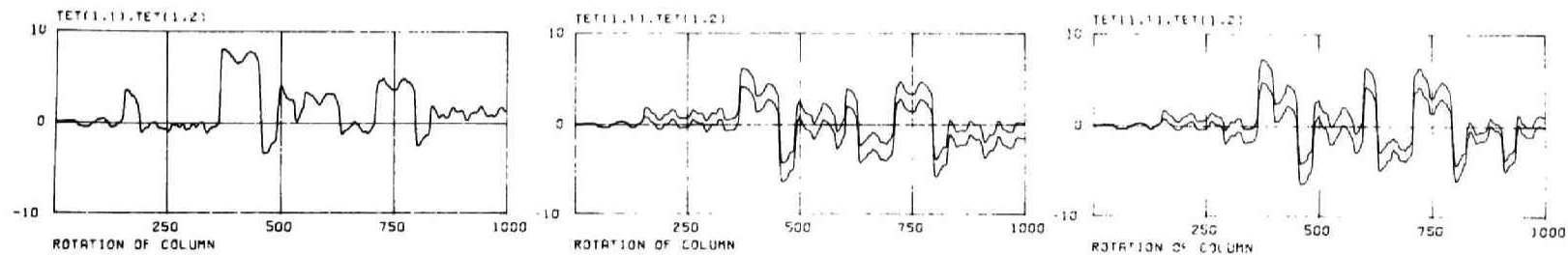


Fig.2-52 Rotational ductility ratio of column joint at the base of 1st story.

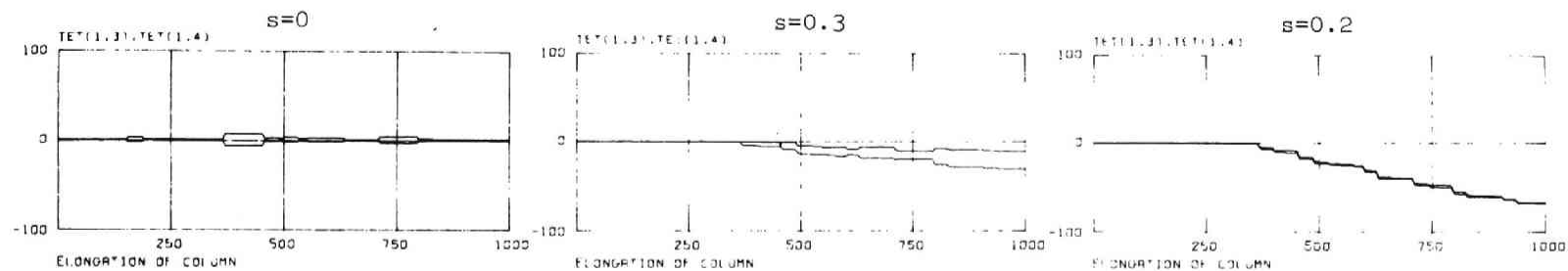


Fig.2-53 Axial ductility ratio of column joint at the base of 1st story.

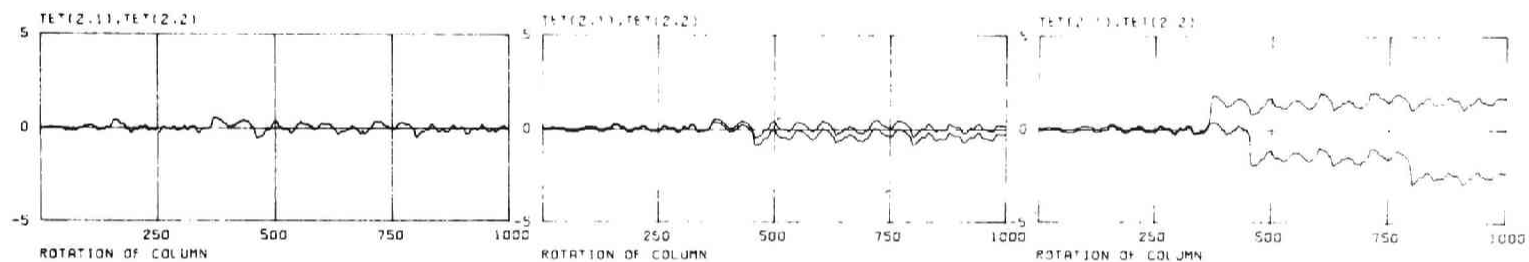


Fig.2-54 Rotational ductility ratio of column joint at the top of 1st story.

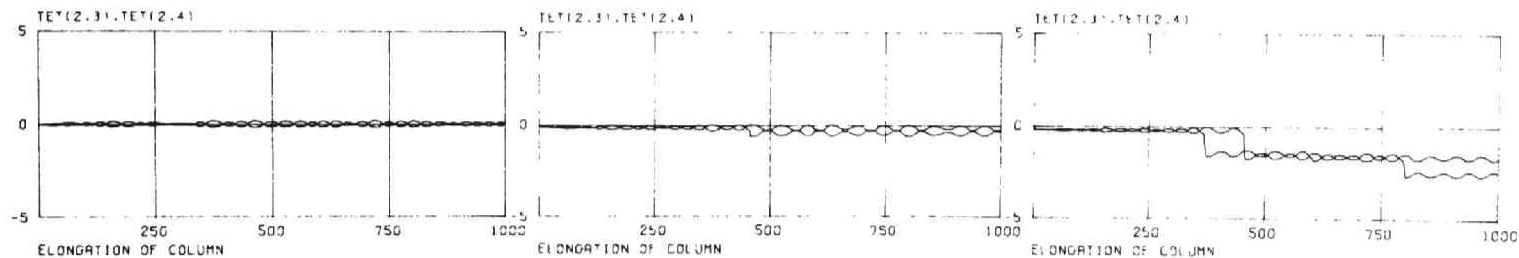


Fig.2-55 Axial ductility ratio of column joint at the top of 1st story.

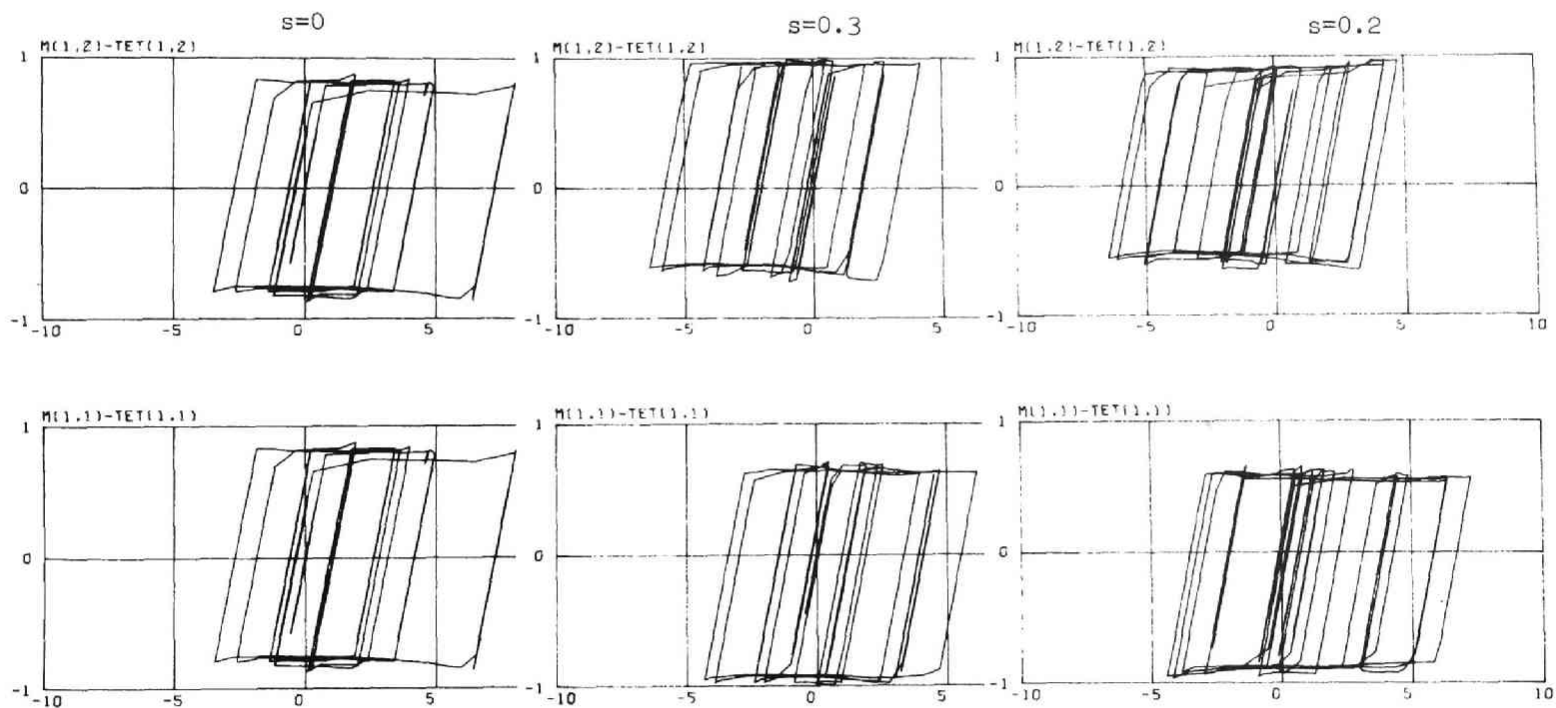


Fig.2-56 Moment-rotation relation of column joint at the base of 1st story.

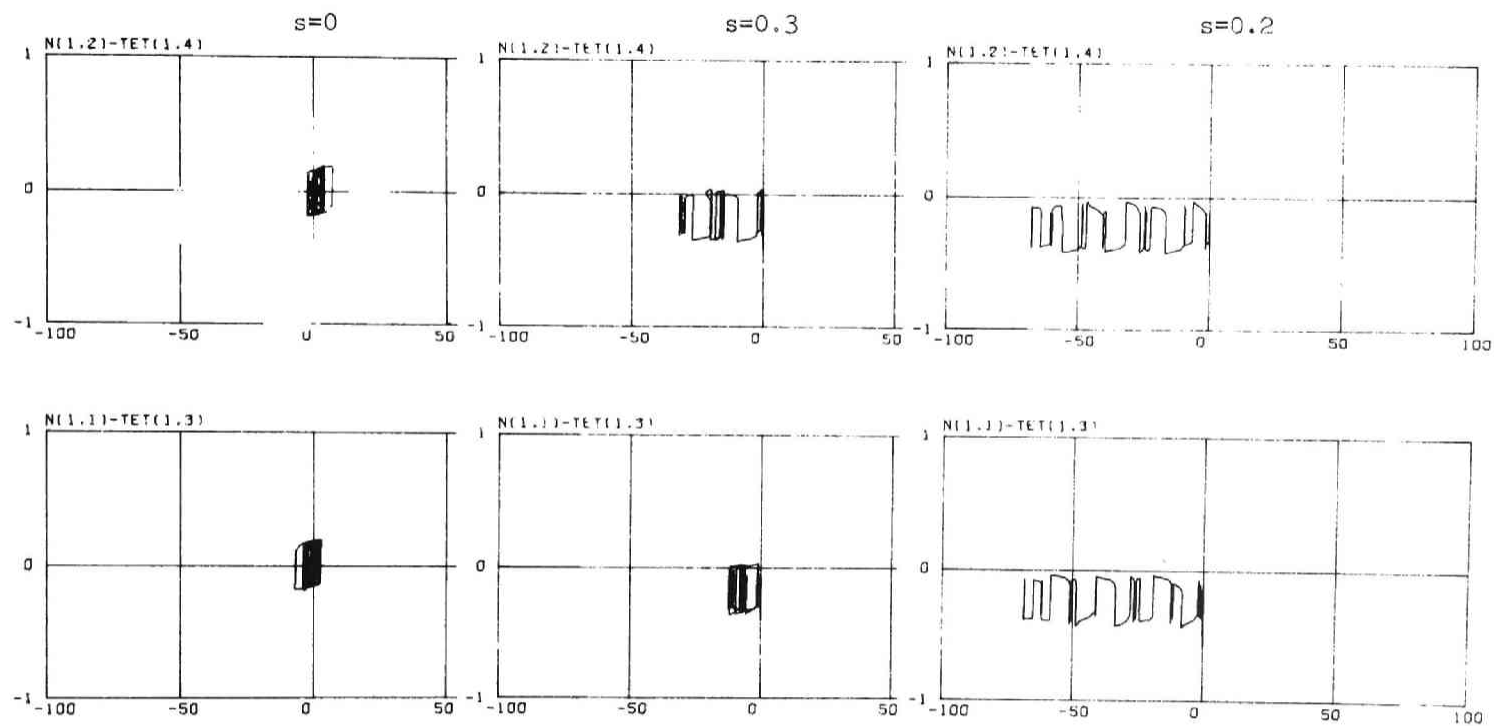


Fig.2-57 Axial force-axial deformation relation of column joint at the base of 1st story.

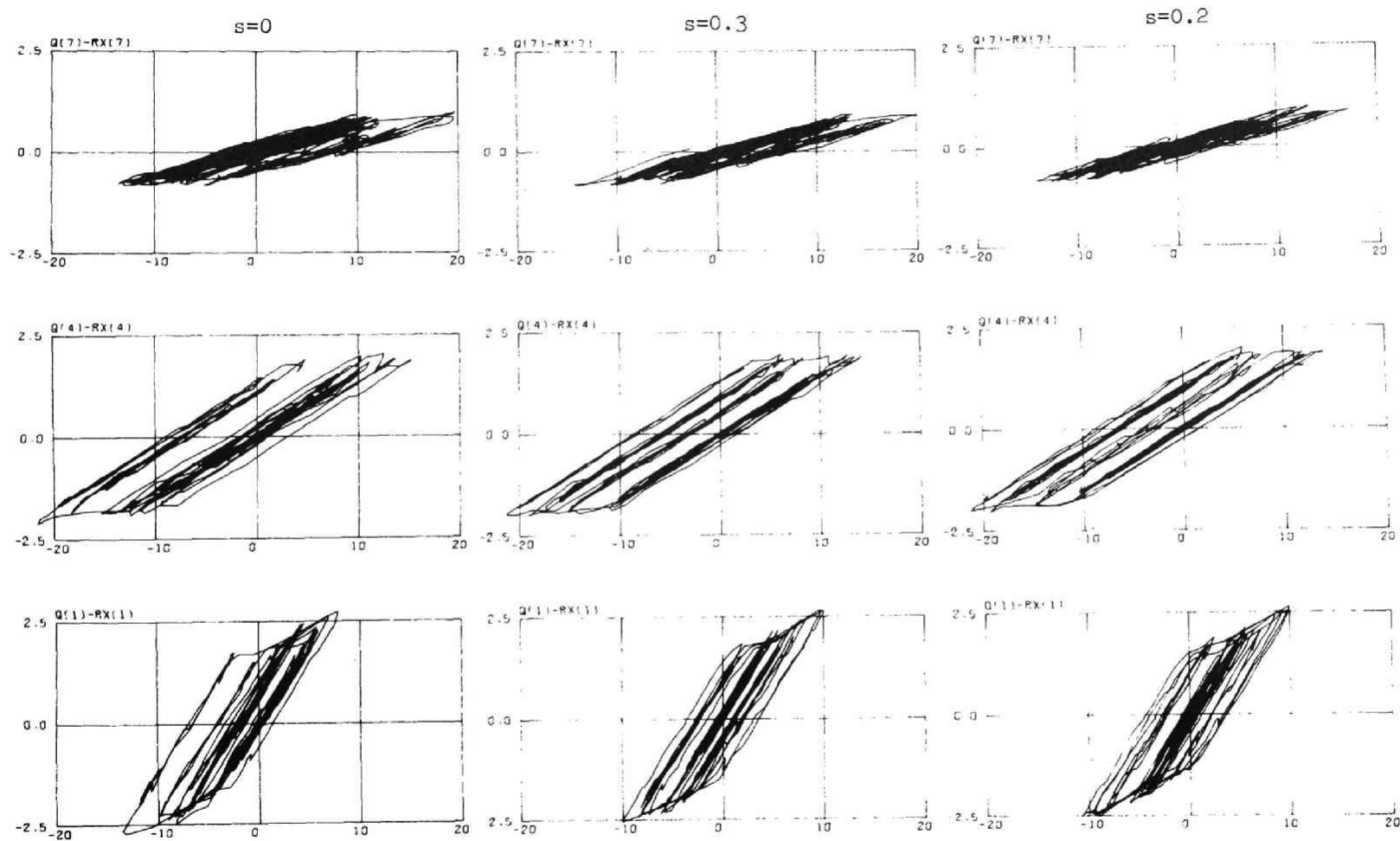


Fig.2-58 Restoring force characteristics of 1, 4, 7 stories.

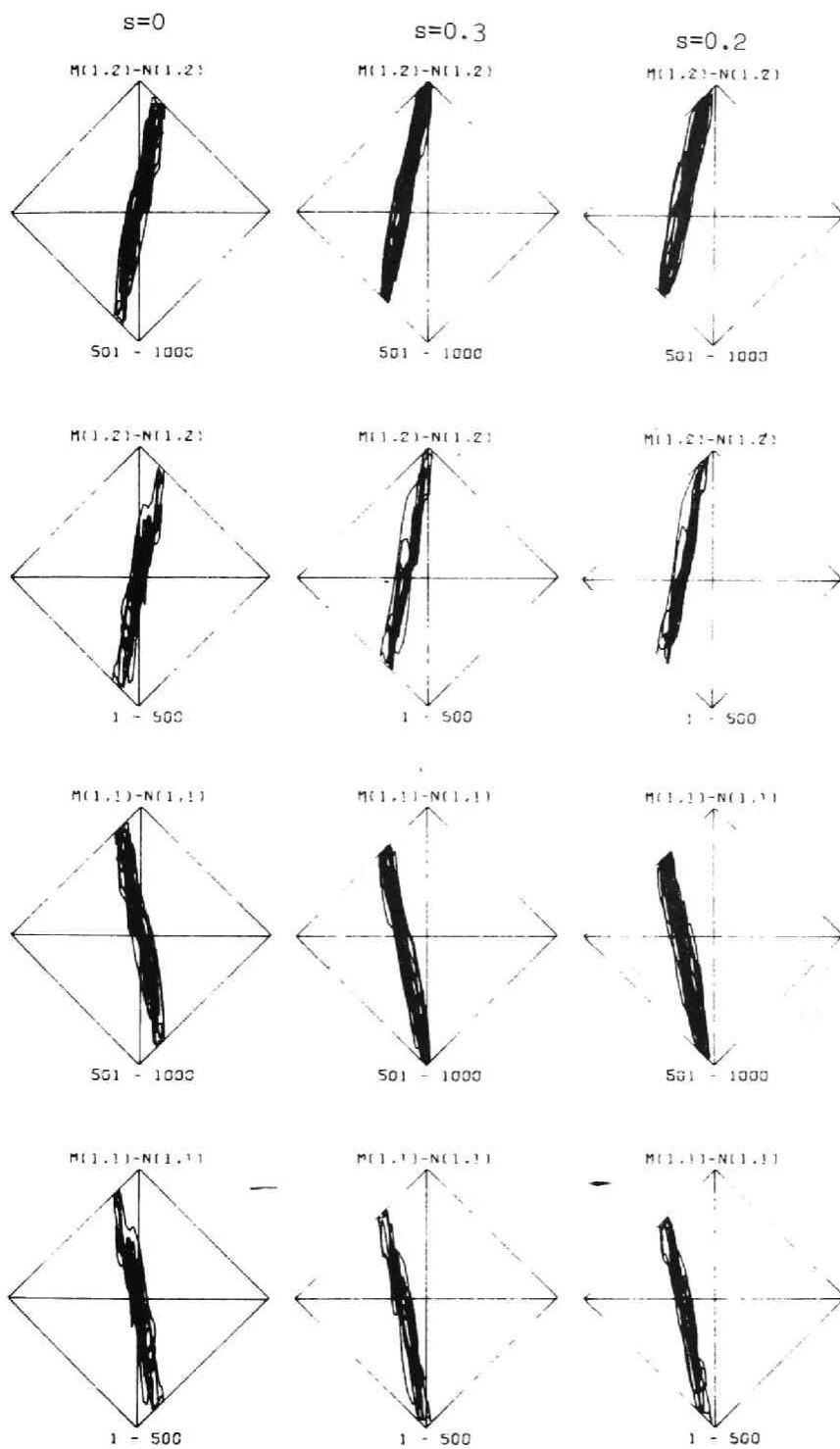


Fig.2-59 Moment-axial force relation of column joint
at the base of 1st story.

は Figs. 2-52, 54 に示すように、軸力を無視した応答が弾性範囲の場合は軸力を考慮することによって塑性応答が増加するが、既に塑性挙動を示している部材については軸力を考慮することが必ずしも応答を増加することにはならない。対し、同じ層柱ジョイントの軸方向変形に関する塑性応答には重力による軸力の影響が著しく現れる。Figs. 2-53, 55 に見るように、軸力を無視した応答は左右の柱ジョイントについて対称となり、残留変形も殆んど生じていないのに対し、base shear 係数 $S=0.2$ 程度の軸力を考慮すると、動的軸力が圧縮力として作用する側の柱が塑性域に達し、繰返し塑性挙動を生ずると柱の圧縮歪がのびのびと蓄積されていくことが判る。この傾向は、base shear 係数を $S=0.3$ とすると急速に小さくなるため、柱に塑性挙動を許容する場合には軸方向の変形能力について充分な考慮を要する一方、適正な base shear 係数を与えることによって、その危険性を低減できることを示している。Figs. 2-56, 57 には対称する弾塑性ジョイントの曲げモーメント-相対回転角、および、軸力-軸方向変形の履歴特性を示す。重力による軸力および動的軸力によって、左側の柱では負側、右側の柱では正側の曲げ耐力が低下し、軸変形が塑性域に達する都度加算されていく様子が伺われる。この章では直線型の降伏条件を仮定したが、Fig. 2-59 に示す曲げモーメントと軸方向力との軌跡から、7層1張間程度の架構に base shear 係数 $S=0.2 \sim 0.3$ 程度の水平剛性をもたせた場合には、1層柱脚の軸方向力として地震継続中に引張力が作用することは非常に稀であることが判る。従って、柱強度を高めるか、柱軸方向変形能力を正確に把握することが、架構全体の耐震安全性を高めるのに極めて重要であることが明らかにされた。

7 むすび

2章においては、部材端に有限幅の弾塑性ジョイントをもつ架構の地震応答解析の方法を示すとともに、3層1張間架構および7層1張間架構を対象として、ランダム外乱あるいは確定外乱が作用したときの地震時挙動について詳細に検討した。限られた構造物モデルではあるが、これらの応答結果から得られた架構および構成部材の動特性分布と応答分布の関係についての特徴と要約すると次のようになる。

a) 建築構造物の固有周期に対する部材軸方向変形の影響は梁部材の剛性の大きいほど、また、重力による軸力の影響（P- Δ 効果）は梁剛性の小さいほど著しい。これらの影響は高次振動周期に対しては少なくなる。梁剛性無限大のせん断型架構モデルの基本固有振動数は、通常予想される $\beta = 0.6$ 程度の梁剛性をもつ架構の固有振動数の2倍程度となり、柱の剛性分布 λ の固有振動数に及ぼす影響は梁剛性の変化に比して少ない。

b) 定常ランダム外乱を入力とする平均応答を一樣化する剛性分布は対象とする出力応答によって異なり、各層相対変位についてみると、軸方向変形を無視した $\beta = 5.0$ のせん断型モデルに対しては $\lambda = 0.7$ でばらつきが最小となり、 $\beta = 1.0$ まではそれほど変化せず、それより小さい β では適正分布となる λ の値は小さくなる。また、 β が小さい程応答は一樣化されにくい。軸方向変形を考慮すれば上層の変形が大きくなり、一樣な応答と与える λ は小さくなる。即ち、軸方向変形を無視した場合より、実際の剛性を大きくとる必要がある。減衰を、外部粘性減衰型に仮定すると、適正な λ の値は更に減少するが、これは、高次振動数成分が増加するためであり、上層部のねじり whipping 現象と抑止するためには上層部の剛性を大きくする必要のあることを示している。 β がある程度以上小さくすれば、もはや、相対変位を一樣化するような剛性分布は存在しなくなる。

c) 柱の靱性率応答は梁強度比 β 、軸方向変形 μ の弱い関数となり、 $\lambda = 0.7$ 近傍で最小のばらつき量を示すがばらつき割合は β が小さいとき大きくなる。 β が小さくなるにつれて適正な λ の値と小さくとる必要のある層間変位応答分布と一樣とする基準とは異なり、構造物の耐震安全性の判定には部材の靱性率応答が重要であることが明らかにされた。柱弾塑性ジョイントの降伏条件に断面力間の相互作用を考慮すると、下層の応答が上層の応答に比し大きくなり、柱の強度(靱性)

分布は λ を 0.75 としたとき一様な応答を得ることができる。柱の軸方向力は重力によって生ずる軸力と水平変位に伴って生ずる軸方向力の和として表現されるため、たとえば、多層間架構の中柱については、相互作用を考慮しない分布 $\lambda = 0.7$ に近い値、側柱については相互作用を考慮した $\lambda = 0.75$ の値を採用することによって架構全体の応答を一様化することが可能となろう。勿論、入力地震波の周波数特性によって適正分布も変化し、比較的長周期の架構については上層部の強度を大きくするなど、設計条件に応じた考慮が必要なのは当然である。

d) 各層の梁柱強度比を一定 $\bar{\beta}$ とした場合には最下層柱脚の固定条件の影響により、その点のジョイントは塑性域に達する傾向が強いため、高さ方向に梁柱強度比 $\bar{\beta}$ を変化した場合の応答結果から再検討したところ、 λ の値を大きく、すなわち、柱下層部の強度を大きくし、逆に下層部の $\bar{\beta}$ を小さくとることによって梁の応答分布を一様化し得るし、また、架構柱脚の塑性化を防ぐこともできることが明らかとなった。

e) ある卓越周波数をもつ非定常外乱に対する架構各弾塑性ジョイントの応答分布は、基本固有振動の卓越する場合には、定常ランダム外乱を入力とする場合と同様な応答分布を示すが、基本固有振動数が外乱卓越振動数より小さい場合には、上層部の応答が大きく所謂 whipping 現象を呈し、そのときの適正分布は定常ランダム外乱を入力とする、減衰が振動数に関係なく一定の場合の適正分布の近傍で与えられる。

f) 非定常外乱に対する弾塑性地震応答を、地中梁のある 3 層 1 張間架構について求めた結果、 $\bar{\beta} = 0.6$ としたときに柱は大略弾性乃至は微小塑性領域の挙動に収まる。しかし、外乱と構造物の周波数特性の関係によっては、柱ジョイントが塑性挙動をする場合もあり、弾塑性ジョイントの第 2 分枝剛性が大きいほどその傾向は強くなることが判る。一般に、地中梁の降伏するこのようなモデルでは、梁の靱性率応答分布は大略一様となり、 $\bar{\beta} < 0.8$ の場合には、入力されたエネルギーの大部分が梁の塑性挙動によって消費される。後に述べるように、柱が塑性化することは構造物全体の耐震安全性の上で望ましくないことから、剛性が大きく、強度の低い地中梁を設計することが可能な場合には、梁降伏型の構造物と設計することは耐震安全上望ましいといえる。

g) 部材端部の弾塑性ジョイントに履歴特性を与えた場合には、各層の変形が総層の挙動に及ぼす影響が評価できるため、局所的な復元力特性に bilinear 型の履歴を与えたとしても、層として生ずるせん断力と層間変位の関係は複雑な履歴を描く。構造物の終局安全性が個々の部材乃至は接合部で決定されることを考えると、所謂、せん断型モデルに与える履歴曲線を各層の復元力とする解析では終局状態の安全性は十分に評価し得ないと考えられるため、他層との連成効果を表現し得る、また、動の実験結果に基づいた復元力特性と解析法の改良が望まれる。

h) 柱軸方向力の影響のうち、軸力による曲げ剛性の低下は、予想される地震力の範囲で生ずる程度の軸力に対しては小さく、軸力と曲げモーメントの相互作用による降伏条件の応答に及ぼす影響が大きい。また、概略的な応答量である各層相対変位や全履歴消費エネルギー量よりも、局所的な塑性率応答に対して影響が大きく、ある部材乃至は接合部の降伏後の変形能力を明らかにしなければ、各層の応答のみで安全性を評価することは危険を伴う。

i) 7層1張間^称村家架構について各弾塑性ジョイントの応答分布を検討した結果弾塑性応答分布は弾性応答分布の影響を直接的に受けるが $\bar{\rho}=5$ のせん断型架構については各ジョイントにおける応答のばらつきが著しいのに比し、 $\bar{\rho}=0.6$ の曲げ型乃至は梁降伏型架構については梁の塑性率応答が平均塑性率の大小に拘らず比較的一様化される傾向にあることが明らかとなり、柱降伏型架構は局所的な破壊が架構全体の崩壊につながるのに比し、梁降伏型架構は各層梁の限界変形まで²に貯えられる歪エネルギーと充分活用する有効な架構形式であることが判る。

j) 柱脚固定の架構では柱脚が塑性域に入る傾向が強く、そのとき柱の軸方向力が圧縮力のみ作用する程度の設計せん断力であれば、振動による繰返し²の塑性化に伴って軸方向歪が累積することになり、最終的には架構の崩壊に至ること²が予想されるため、柱の塑性化がさせられない場合には適度の base shear 係数を採用することによって、歪が一方向に蓄積されるのを防がねばならない。

以上の結果は1張間平面架構に限られた解析結果であるが、現実には材料の歪硬化は塑性域の広がりに関係し、有限幅の塑性領域と仮定することには問題も多い。その点については第3章において若干検討を加える。また、建築構造物が立体的で

あること、および、地震動が三次元的に作用することによる弾塑性応答の相異について2章で触れる。構造物の終局耐震安全性において最も重要な問題の一つは架構を構成する部材の復元力特性に決定することであり、架構が鉄骨構造の場合にはこれが表現した弾塑性ジョイントの履歴特性で平面架構については近似的に表現し得ると考えられるが、鉋筋フレリート造の場合にはせん断変形および履歴ループの変化が重要となり、最近撞きの方面から検討が加えられつつある。これらの諸点を包含した解析手法および応答結果の評価法については今後研究を進めていかねばならない問題であると考える。

Appendix 鉄骨架構の復元力特性に関する実験と理論解の比較

弾塑性ジョイントをもつ架構の解析法の妥当性を検討するため、別の目的で計画された架構の復元力特性に関する一連の実験計画のうち、門型架構モデルを例としてとりあげ、その静的加力試験結果と理論値とを比較する。

対象とする試験架構は20階程度の構造物の4階と10階の断面の1/3に縮尺された門型架構2体であり、PA, PB と称する。Fig. 2-A1 にモデルの断面形状と、Fig. 2-A2 に加力方法を示す。PB モデルについては、軸方向力45 ton を同時に作用させているがこの軸力は最大抵抗軸力の28.5%に相当する。

弾塑性ジョイントをもつ架構の動的解析法を実験結果と比較するに際し、部材のせん断変形と軸方向力を考慮した次式の撓角法を考える。

$$M_{ab} = EK \left\{ \frac{A}{A^2 - B^2} \theta_a - \frac{B}{A^2 - B^2} \theta_b - \frac{A - B}{A^2 - B^2} R \right\}$$

$$M_{ba} = EK \left\{ \frac{A}{A^2 - B^2} \theta_b - \frac{B}{A^2 - B^2} \theta_a - \frac{A - B}{A^2 - B^2} R \right\}$$

$$A = \frac{1}{z^2} \left(1 + \frac{\lambda z^2}{6} \right) - \frac{\cos z}{z \sin z} \quad B = \frac{1}{z^2} \left(1 + \frac{\lambda z^2}{6} \right) - \frac{1}{z \sin z}$$

$$\lambda = 12(1 + \nu) \frac{\kappa K}{AL} \quad z^2 = \frac{NL^2}{EI\alpha} \quad \alpha = 1 - \frac{\kappa N}{4A}$$

ここに、E, κ : ヤング係数, せん断弾性係数, L, A, I, K : 部材長, 断面積, 断面2次モーメント, 部材剛度, M, N : 部材端に作用するモーメントと軸力

あり、軸力 P が引張り T のときは M は 0 とあればよい。

柱・梁接合部パネルのせん断変形を考慮して* パネル中心に関する釣合式と適合条件式を次のように与える。

$$\{G\}\{M\} = \{0\}$$

$$\{P\} = \{E\}\{0\}$$

接合部パネルに生ずるせん断力を次式で表現し、パネルの復元力特性と変形角との関数として与える

$$\{Q_P\} = \{H\}\{M\}$$

$$\{Q_P\} = \left\{ \psi \left(T, \frac{dT}{dT} \cdot N \right) \right\}$$

ここに、 $\{G\}$ 、 $\{E\}$ 、 $\{H\}$ は形状係数マトリックス、 $\{M\}$ 、 $\{0\}$ 、 $\{Q_P\}$ は材端モーメント、材端回転角およびパネルに生ずるせん断力である。

以上の諸式と本章第2節に記述した関係式より、架橋に生ずるせん断力と部材角を求める。ここでは、次の4種類の解析を行なう。

- 1) 梁柱接合パネルを剛域として、部材のせん断変形、軸方向変形を無視した場合
- 2) (1)に、部材の軸方向変形を加えた場合
- 3) (2)に、部材のせん断変形を加えた場合
- 4) (3)に、接合パネルのせん断変形を加えた場合

なお、弾塑性ジョイント領域を部材長の $1/20$ とし、完全弾塑性型の履歴特性を仮定し、軸方向の塑性変形は無視して解析した。

Fig. 2-A3 に PA, PB モデルの水平力と変形に関する実験結果を実線と示す。図中の \times , Δ , \bullet , \circ の各印は上述の4種の解析結果を示しており、このモデルでは、軸変形、パネルせん断変形は小さく、部材のせん断変形を考慮した弾塑性ジョイントをもつ架橋の解析法は大略、実験結果を表現しているといえる。

* 例えば、日置興一郎、中本嘉彦：接合部パネルのせん断変形を考慮した接角法、建論報、第101号、仲成雄、加藤勉他：水平荷重をかける鋼構造柱より及びその接合部の挙動について、建論報、第101号

MODEL	COLUMN	BEAM
PA	FR9x125 WR 4.5	FR 14x115 WR 4.5
PB.X	FR9x85 WR 4.5	FR9x100 WR 4.5

Fig.2-A1 Section of model.

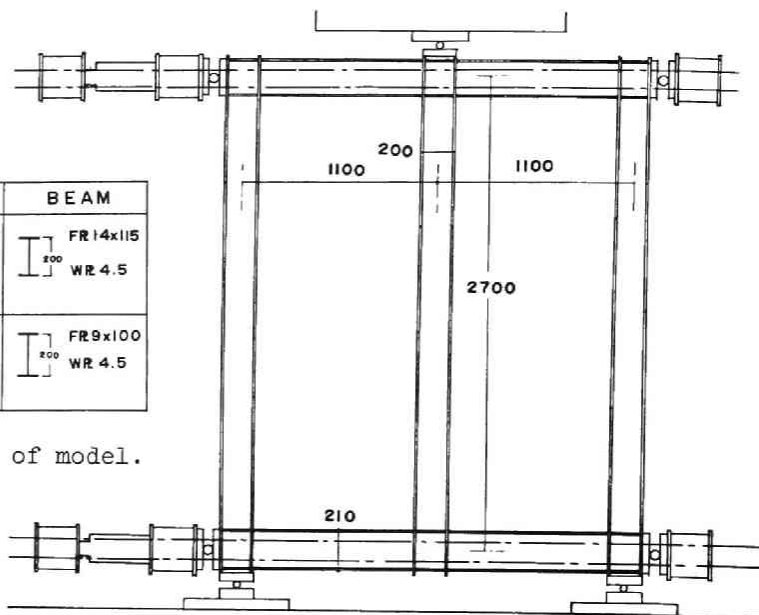
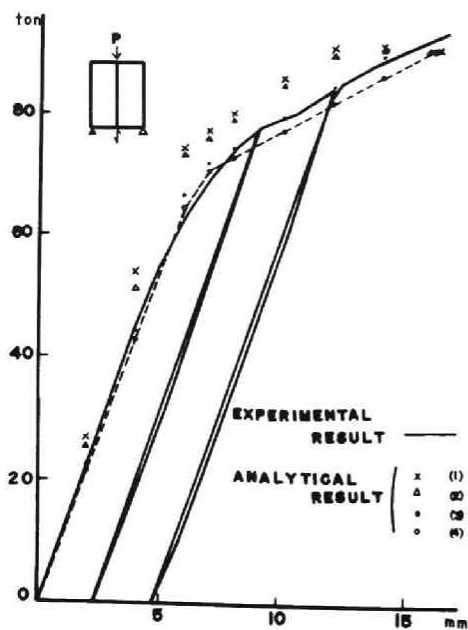
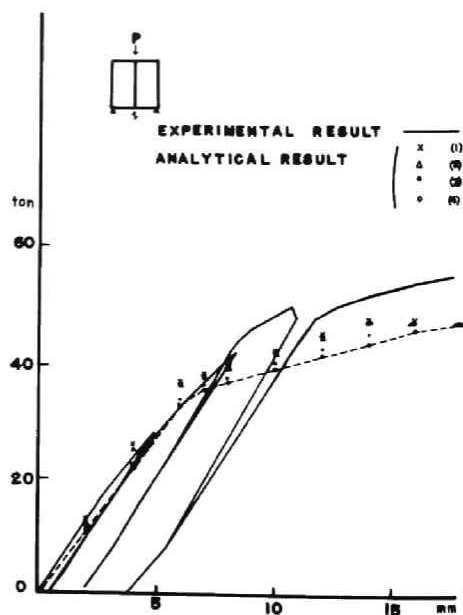


Fig.2-A2 Loading system and test specimen of model PB.



(a) Model PA



(b) Model PB

Fig.2-A3 Force-deformation relation.

参考文献

- 1) R.TANABASHI : Studies on the Nonlinear Vibration of Structures Subjected to Destructive Earthquakes, Proc. of the World Conference on Earthquake Engineering, June, 1956.
- 2) G.W.HOUSNER : Limit Design of Structures to Resist Earthquakes, Proc. of the World Conference on Earthquake Engineering, June, 1956.
- 3) R.TANABASHI, T.KOBORI and K.KANETA : Vibration Problems of a Sky-scraper, Destructive Elements of Seismic Waves for Structures, Bull. of the Disaster Prevention Research Institute of Kyoto Univ., No.7, March, 1954.
- 4) 坂静雄, 棚橋諒, 小堀鐸二, 金多澤, 六車照: 終局変位設計法(その1, その2), 構造物の安全度に関する研究発表会報告集, 1955年9月.
- 5) R.TANABASHI : Nonlinear Transient Vibration of Structures, Proc. of the 2nd World Conference on Earthquake Engineering, July, 1960.
- 6) A.S.VELETSOS and N.M.NEWMARK : Effect of Inelastic Behavior on the Response of Simple Systems to Earthquake Motions, Proc. of the 2nd World Conference on Earthquake Engineering, July, 1960.
- 7) J.PENZIEN : Elasto-Plastic Response of Idealized Multi-story Structures Subjected to a Strong Motion Earthquake, Proc. of the 2nd World Conference on Earthquake Engineering, July, 1960.
- 8) D.E.HUDSON : Response Spectrum Techniques in Engineering Seismology, Proc. of the World Conference on Earthquake Engineering, June, 1956.
- 9) 棚橋諒, 小堀鐸二, 南井良一郎: 構造物の動的耐震設計法と地震レスポンス, 京都大学防災研究所年報, 第5号B, 1962年3月.
- 10) 小堀鐸二, 南井良一郎, 井上豊, 久徳敏治: 弾塑性多層構造物の地震応答解析と耐震設計資料の誘導, 京都大学防災研究所年報, 第9号, 1966年3月
- 11) G.V.BERG and D.A.DADEPPO : Dynamic Analysis of Elasto-Plastic Structures, ASCE, Vol.86, No.EM2, 1960.

- 12) R.W.CLOUGH, K.L.BENUSKA and E.L.WILSON : Inelastic Earthquake Response of Tall Buildings, Proc. of the 3rd World Conference on Earthquake Engineering, 1964.
- 13) R.W.CLOUGH and K.L.BENUSKA : Nonlinear Earthquake Behavior of Tall Buildings, ASCE, Vol.93, No.EM3, 1967.
- 14) R.W.CLOUGH, E.L.WILSON and I.P.KING : Large Capacity Multistory Frame Analysis Programs, ASCE, Vol.89, No.ST4, Aug., 1963.
- 15) W.R.WALPOLE and R.SHEPHERD : Elasto-Plastic Seismic Responses of Reinforced Concrete Frame, ASCE, Vol.95, No.st10, 1969.
- 16) M.F.GIBERSON : Maximum Response Ranges of Nonlinear Multi-story Structures Subjected to Earthquakes, Bull. of the Seismological Society of America, Vol.58, No.5, Oct., 1968.
- 17) A.C.HEIDEBRECHT, S.L.LEE and J.F.FLEMING : Dynamic Analysis of Elasto-Plastic Frames, ASCE, Vol.90, No.ST2, April, 1964.
- 18) S.R.LIONBERGER and W.WEAVER : Dynamic Response of Frames with Nonrigid Connections, ASCE, Vol.95, No.EM1, Feb., 1969.
- 19) J.C.ANDERSON and R.P.GUPTA : Earthquake Resistant Design of Unbraced Frames, ASCE, Vol.98, No.ST11, Nov., 1972.
- 20) J.E.GRANT : Dynamic Response of Steel Structures with Semirigid Connections, Ph.D. Thesis presented to Oregon State Univ., June, 1968.
- 21) 小堀鐸二, 南井良一郎, 池田昌穂: 弾塑性接合部を含む架構の地震応答解析法, 第2回災害科学総合講演会講演集, 1965年10月.
- 22) 小堀鐸二, 南井良一郎, 鈴木有: 弾塑性ジョイントを含む架構の地震応答, 京都大学防災研究所年報, 第9号, 1966年3月.
- 23) R.HUSID : Gravity Effect on the Earthquake Response of Yielding Structure, Ph.D. Thesis presented to California Institute of Technology, 1967.

- 24) 玉松健一郎, 小林啓美: 山型ラーメンの曲げ振動解析, 日本建築学会大会学術講演梗概集, 1967年10月.
- 25) R.TANABASHI, T.NAKAMURA and S.ISHIDA : Gravity Effect on the Catastrophic Dynamic Response of Strain-Hardening Multi-story Frames, Proc. of the 5th World Conference on Earthquake Engineering, June, 1973.
- 26) 石田修三: 弾塑性骨組の静的及び動的大たれみ解析法, 京都大学博士論文, 1975年6月
- 27) M.R.HORN and W.MERCHANT : The Stability of Frames, Pergamon Press, 1965.
- 28) 坪井善勝: 建築弾塑性学, 建築学大系9, 章国社, 1968年
- 29) 藤原修三: 弾塑性接合部を含む架構の動的性状に及ぼす軸力の影響, 京都大学修士論文, 1966年3月.
- 30) See for instance, S.IGARASHI, N.TAGA and Y.KOYANAGI : Generalized Form of a Skelton Curve of Steel Frames, Trans.A.I.J. No.140, 1967.
- 31) T.K.CAUGHEY : Sinusoidal Excitation of a System with Bilinear Hysteresis, Journal of Applied Mechanics, Dec., 1960.
- 32) Y.K.LIN : Probabilistic Theory of Structural Dynamics, McGraw-Hill, 1967.
- 33) E.ROSENBLUETH and J.I.BUSTAMANTE : Distribution of Structural Response to Earthquakes, ASCE, Vol.88, No.EM3, June. 1962.
- 34) 田治見宏: 耐震理論に関する基礎的研究, 東京大学生産技術研究所報告, 第8巻, 第4号, 1959年3月
- 35) 小堀鐸二, 南井良一郎, 河野元宏: 建築構造物の地震応答の適正化の方法, 京都大学防災研究所年報, 第13号A, 1970年3月.
- 36) たとえば, 田治見宏: 建築振動学, コロナ社, 1965年.
- 37) T.KOBORI and R.MINAI : Aseismic Design Method of Elasto-Plastic Building Structures, Bull. of the Disaster Prevention Research

Institute of Kyoto Univ., No.68, 1964.

- 38) 久米敏夫：高層建築物の適正動力特性とその応用に関する研究，京都大学博士論文，1967年7月
- 39) 小堀鐸二，井上豊，河野允宏，前田幸典：地盤-構造物連成系のランダム応答，日本建築学会論文報告集，第255号，1977年5月
- 40) たとえば，小堀鐸二，南井良一郎：非定常ランダム応答の等価線形化解法，京都大学防災研究所年報，第10号A，1967年3月，浅野幸一郎：弾塑性履歴特性を有する節点構造物の確率統計的地震応答，日本建築学会論文報告集，第256号，1977年6月， T.KOBORI, R.MINAI and Y.SUZUKI : Statistical Linearization Techniques of Hysteretic Structures to Earthquake Excitations, Bull. of the Disaster Prevention Research Institute of Kyoto Univ., Vol.23, Dec., 1973.
- 41) G.W.HOUSNER and P.C.JENNINGS : Generation of Artificial Earthquakes, ASCE, Vol.90, No.EM1, Feb., 1964.
- 42) 土岐善三：地震動のシミュレーションとその応用，京都大学防災研究所年報，第11号A，1968年3月.
- 43) 小堀鐸二，南井良一郎，田川健吾：弾塑性構造物の耐震性に関する研究，地震工学国内カンファレンス講演集，1962年11月.
- 44) G.W.WORKMAN : The Inelastic Behavior of Multistory Braced Frame Structures Subjected to Earthquake Excitation, Ph.D. Thesis presented to Michigan Univ., 1969.

第 3 章 Ramberg-Osgood 型履歴特性をもつ架構の地震応答

1. まえがき

建築構造材料乃至は構造部材の復元力特性には、通常、地震応答解析に用いられるような理想化された完全弾塑性あるいは bilinear 型の履歴曲線のように顕著な降伏点の現われるとは少なく、断面力と枝端変位の関係のように概念的な復元力特性を対象とする場合や、鉄筋コンクリート部材のように材料の性質が非線形な場合には、curvilinear な履歴の性質をもつことが多い。このような復元力特性は、微小変形の段階においても、振動エネルギーを吸収する性質をもつが、解析に際しては、種々の歪レベルにおける履歴性状と同一の表現式で記述することが望ましい。1964 年、P.C. Jennings が 1 質点の構造物モデルの復元力特性に Ramberg-Osgood 型の履歴曲線を用いた地震応答を求め、curvilinear な履歴による非線形振動の基本的性質を把握して¹⁾以来、耐震工学の分野でも広く応用されるようになった。即ち、1967 年に S.C. Goel は梁部材の任意断面に Ramberg-Osgood 型の曲げモーメントと曲率に関する履歴特性を与え、柱弾性の多層 1 張間架構に逆対称変形を仮定して地震応答を求めており²⁾、M.J. Kaldjian and W.R.S. Fan は P.C. Jennings と同様の 1 質点モデルを対象に 2 個の地震波に対するレスポンススペクトラムを求め、非線形地震応答性状を明らかにしている³⁾。南井は弾性的性質の比較的小さい地盤と対称に Ramberg-Osgood 型の応力-歪曲線と仮定して非線形地盤のモデル化を試みている⁴⁾。一方、鋼構造を対象とした実験結果から、応力-歪の関係に同様の履歴を採用することによって、曲げモーメントと曲率の関係を求め、曲線を表現する具体的な数値を与えた五十嵐らの研究⁵⁾ などがある⁶⁾。

建築構造物の地震応答解析のためのモデル化は可能な限り現実の挙動を正確に再現する方法を採る必要のあるのは当然であるが、複雑な架構に対する地震応答解析には、電子計算機の容量や経費の点での制約もあり、たとえば、S.C. Goel の方法は変位振幅の大きさに応じた塑性領域の拡大を考慮する elegant な解法の一つではあるが、曲げモーメントの反曲点が一様、すなわち、常時、逆対称変形の仮定が成立することが条件となり、従って、柱の安全性を評価し得ない欠点ともち、前章

の弾塑性ジョイントをもつ架構の解析法では、任意の断面力分布の状態を評価できるが、塑性域の拡大を考慮し得ないなどの弱点がある。

本章においては、対象とする建築架構を構成する部材の任意断面に Ramberg-Osgood 型の曲げモーメントと曲率の関係を導入し、梁の中間に重力による荷重が作用する場合、即ち、逆対称変形の条件が成立しない場合を含む非線形撓角法公式、および、曲げモーメントと軸方向力が同時に作用する柱部材を対象とした非線形撓角法公式を、いずれも、増分形式で表現する。この関係と採つ部材によって構成される建築架構の地震応答解析法を提示し、梁中央に重力による中央集中荷重が初期条件として作用する場合の 3 層 1 張間架構の地震応答結果から、初期条件の地震応答におよぼす影響を明らかにするとともに、6 層架構に関して、材端回転角や部材断面力についての分布性状を把握し、塑性変形の進展に対して柱曲げモーメント分布、反曲点位置などの外乱強度による影響を明らかにして、部材設計の基礎的資料を提供する。

2. 部材の履歴特性の解析的表現

2.1 序

建築構造部材の任意断面に非線形性を導入した撓角法は、曲げモーメントと曲率との関係を secant modulus β を用いて表現した坂本らの研究⁷⁾、Ramberg-Osgood 型の履歴曲線を与えた S.C. Goel の研究²⁾ がある。部材の地震時弾塑性挙動は初期条件の影響などにより、部材両端の断面力状態が一般に異なり、時々刻々モーメント分布が変化するため、curvilinear な性質をもつ曲げモーメントと曲率の関係を積分して曲げモーメントと材端回転角の関係を陽に表現することは困難であり、ここでは、任意の変形状態にあるときの曲げモーメントと材端回転角との関係を増分形式で表現し、初期条件または曲げモーメントと軸方向力との相互作用を含む非線形撓角法公式を導く。その結果、材端力と材端変位の関係が (3-1) ~ (3-3) 式のように増分形式の無次元関係式で得られたとする。

$$\{\beta_g\} = [f_{1g}]\{\dot{\theta}\} + [f_{2g}]\{\dot{\psi}_g\} + [f_{3g}]\{\dot{P}\} \quad (3-1)$$

$$\{\beta_c\} = [f_{1c}]\{\dot{\theta}\} + [f_{2c}]\{\dot{\psi}_c\} + [f_{3c}]\{\dot{\psi}_\pi\} \quad (3-2)$$

$$\{\dot{\eta}\} = [f_{1n}]\{\dot{\theta}\} + [f_{2n}]\{\dot{\psi}_c\} + [f_{3n}]\{\dot{\eta}_z\} \quad (3-3)$$

ここに,

$$\begin{aligned} \{\psi\} &= \frac{\{\Psi\}}{\bar{\Theta}}, \quad \{\theta\} = \frac{\{\Theta\}}{\bar{\Theta}}, \quad \{P\} = \frac{\{P\}}{\bar{B}}, \quad \{\beta\} = \frac{\{M\}}{\bar{B}} \\ \{\eta\} &= \frac{\{X\}}{\bar{\Theta}_Y \bar{L}^2}, \quad \{\eta_z\} = \frac{\{X_z\}}{2\bar{\Theta} \bar{L}}, \quad \{n\} = \frac{\{N\}}{\bar{B}/\bar{L}} \end{aligned} \quad (3-4)$$

は、部材角、節点回転角、梁両端を固定端としたときの重力による中間荷重によって生ずる曲げモーメント、水平方向運動変位、鉛直方向運動変位、および軸力の無次元量であり、 $\bar{\Theta}$ 、 $\bar{\Theta}_Y$ は回転角と曲率の基準量であり、 $\bar{\Theta} = \bar{\Theta}_Y \bar{L}$ の関係にある。また、係数マトリクス $[f_{ij}]$ は一定値をとらず、次節以降に述べるように断面力または変形の関数となる。

構造物の地震時挙動を記述する運動方程式は、第2章と同様、質量が各層床位置に集中する平面架構に水平地動が作用するとき次式で表現できる。

$$([a] \frac{d^2}{d\tau^2} + [b] \frac{d}{d\tau} + [n_0])\{\eta\} + [c]\{\beta\} = -[a]\{1\} \alpha \cdot \alpha(\tau) \quad (3-5)$$

柱に作用する軸力 $\{n\}$ 、柱、梁部材回転角 $\{\psi_c\}$ 、 $\{\psi_g\}$ は次の関係にある。

$$\{n\} = \{n_0\} + [e]\{\beta\} \quad (3-6)$$

$$\{\psi_c\} = [j]\{\eta\} \quad (3-7)$$

$$\{\psi_g\} = [l]\{\eta_z\} \quad (3-8)$$

ここに,

$$\begin{aligned} [a] &= \frac{[A]}{\bar{M}} & [b] &= \frac{[\bar{L}B]}{(\bar{M}EK_0)^{1/2}} & [c] &= [C]\bar{L} \\ [n_0] &= \frac{\bar{L}^3 \bar{\Theta}_Y [N_0]}{\bar{B}} & \tau &= \frac{1}{\bar{L}} \sqrt{\frac{EK_0}{\bar{M}}} T & \alpha &= \frac{A \bar{M} \bar{L}}{\bar{B}} \end{aligned} \quad (3-9)$$

であり、材料のヤング係数 E 、基準剛度 $E K_0$ とし、その他の有次元量、基準量は全て第2章に準ずる。

部材が弾性の場合には (3-1) ~ (3-3)、(3-6)、(3-7) 式を (3-5) 式に代入して、直ちに、運動方程式の解が得られるが、本章では、変形とともに剛性が変化する curvilinear な履歴特性を与えるため、(3-1) ~ (3-3) 式の係数マ

リクスは時々刻々変化する。従って、運動方程式の解は step by step に近似線形解を接続する方法により求められる。以下に、重力による中間荷重の作用する梁部材と、時間的に変動する軸方向力と曲げモーメントを同時に受ける柱部材の材端力と材端変位の関係を非線形撓角法公式として誘導する。

2.2 非線形撓角法 — I — (部材中間に荷重の作用する場合)

部材の両端に外力が比例的に載荷される場合には、その部材の変曲点はたえず一点に固定され、既に、S.C. Goel が解析しているように²⁾その解析は比較的容易であるが、一般に、架構を構成する部材には重力による常時荷重と、時間的に変動する地震時荷重が同時に作用するため、部材端に作用する総断面力が逆対称になることは期待し難い。部材乃至は接合部の降伏は、初期に作用する荷重条件によって左右され、これが以後の塑性挙動に影響を及ぼす。本節では、部材の中間に荷重の作用する梁部材を対象にした非線形撓角法公式を増分形式で導く。

部材の任意断面における曲げモーメント M と曲率 Φ の関係は Ramberg-Osgood 型の curvilinear な履歴として次式の如く表現する。

$$\frac{\Phi}{\Phi_r} = \frac{1}{1+C} \left\{ \frac{M}{M_r} + C \left(\frac{M}{M_r} \right)^{2r+1} \right\} \quad (3-10)$$

$$\frac{\Phi - \Phi_0}{2\Phi_r} = \frac{1}{1+C} \left\{ \frac{M - M_0}{2M_r} + C \left(\frac{M - M_0}{2M_r} \right)^{2r+1} \right\} \quad (3-11)$$

(3-10) 式は処女曲線、または、skeleton curve と呼ばれ、(3-11) 式は任意分枝上の $M-\Phi$ 関係を表わし、分枝曲線、または、branch curve と呼ばれる。 C, r は材料、および、断面形状によって定まる定数であり、たとえば、 $C=0, 1$ としたときの $M-\Phi$ 関係は Fig. 3-1 のようになる。指数 r は歪硬化の度合を示す定数であり、 $r=0$ は線形の関係と意味し、 $r=\infty$ は完全弾塑性の履歴特性を意味する。

梁部材の任意断面における曲げモーメントは、部材両端部の材端モーメント m_j, m_i 、および、部材中間に作用する荷重によるモーメント分布 $m_0(x)$ により次式のように無次元表示される。中央集中荷重が作用すると仮定したときの曲率、変形の分布を Fig. 3-2 に示す。

$$m_{\xi} = m_{ij} - \xi (m_{ij} + m_{ji}) + m_0(\xi) \quad (3-12)$$

$$\xi \frac{dy}{d\xi} \Big|_{\xi=1} = \int_0^1 \frac{d^2 y}{d\xi^2} \xi d\xi + y(1) - y(0) \quad (3-13)$$

ここに、 $\xi = x/L$ は部材左端からの距離を表わし、 y は枝軸に直交する変位、 L は材長、 $m = M/M_Y$ 、 M_Y は断面の降伏モーメントである。

(3-10)、(3-11) 式を上式に代入して、枝端回転角と枝端曲げモーメントの関係は増分形式で次式のように得る。

$$\dot{\theta}_{ij} - \dot{\psi} = - \int_0^1 \dot{\varphi}_{\xi} \xi d\xi = - \frac{1}{1+c} \int_0^1 \left\{ 1 + c(2r+1)m_{\xi}^{2r} \right\} \dot{m}_{\xi} \xi d\xi$$

for skeleton curve (3-14)

$$\dot{\theta}_{ij} - \dot{\psi} = - \frac{1}{1+c} \int_0^1 \left\{ 1 + c(2r+1) \left(\frac{m_{\xi} - m_{\xi 0}}{z} \right)^{2r} \right\} \dot{m}_{\xi} \xi d\xi$$

for branch curve (3-15)

ここに、

$$\psi = \frac{Y(L) - Y(0)}{\Phi_Y L^2}, \quad \Phi_Y = \frac{M_Y}{EI}, \quad \varphi = \frac{\Phi}{\Phi_Y}$$

$$g = \frac{dy/dx}{\Phi_Y L}$$

上式に (3-12) 式を代入して ξ に関する積分を実行すると、次の表現が得られる。

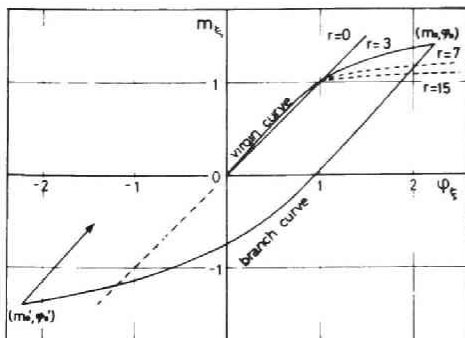
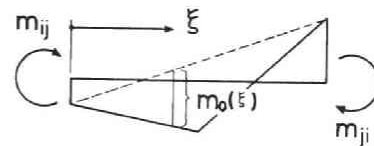
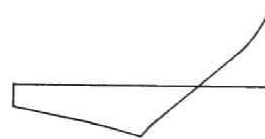


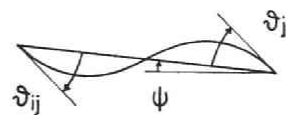
Fig.3-1 Moment-curvature relation of Ramberg-Osgood girder.



(a) moment



(b) curvature



(c) bending

Fig.3-2 Distribution diagrams of a girder.

$$\dot{q}_{ji} - \dot{\psi} = a_{11} \dot{m}_{ij} + a_{12} \dot{m}_{ji} + a_{13} \dot{p} \quad (3-16)$$

$$\dot{q}_{ij} - \dot{\psi} = a_{21} \dot{m}_{ij} + a_{22} \dot{m}_{ji} + a_{23} \dot{p} \quad (3-17)$$

こゝに,

$$\begin{aligned} a_{11} &= -\frac{1}{1+c} \int_0^1 (1-\xi) \left\{ [1+c(2r+1)] m_{ij} - \xi (m_{ij} + m_{ji}) \xi^{2r} \right\} d\xi \\ &= -\frac{1}{1+c} \left[\frac{1}{6} + \frac{c m_{ji}^{2r+2}}{(2r+2)(2r+3)(m_{ij} + m_{ji})^3} \{ (2r+3) m_{ij} + (2r+1) m_{ji} \} \right. \\ &\quad \left. + \frac{c m_{ij}^{2r+2}}{(2r+2)(2r+3)(m_{ij} + m_{ji})^3} \{ (2r+1) m_{ij} + (2r+3) m_{ji} \} \right] \end{aligned} \quad (3-18)$$

$$\begin{aligned} a_{12} &= \frac{1}{1+c} \left[\frac{1}{3} + \frac{c m_{ji}^{2r+1}}{(2r+2)(2r+3)(m_{ij} + m_{ji})^3} \{ (2r+2)(2r+3) m_{ij}^2 \right. \\ &\quad \left. + 2(2r+1)(2r+3) m_{ij} m_{ji} + (2r+1)(2r+2) m_{ji}^2 \} \right. \\ &\quad \left. + \frac{2c m_{ij}^{2r+3}}{(2r+2)(2r+3)(m_{ij} + m_{ji})^3} \right] \end{aligned} \quad (3-19)$$

となり, a_{21} , a_{22} は a_{11} , a_{12} 式において m_{ij} と m_{ji} を入れ換えた式となる。branch curve に対しては

$$m_{ij} = \frac{m_{ij} - m_{ji,0}}{2}, \quad m_{ji} = \frac{m_{ji} - m_{ji,0}}{2} \quad (3-20)$$

と置き換えばよい。こゝに, $m_{ij,0}$, $m_{ji,0}$ は部材の i, j 端における分岐曲線の始点と表わす曲げモーメントである。鉛直方向の慣性力を考慮外とすれば, (3-16), (3-17) 式右辺の第3項は零となる。また, (3-18), (3-19) 式において $r=0$ とおくと $a_{11} = -1/6$, $a_{12} = 1/3$ となり, 通常の接角法公式と一致する。更に, $m_{ij} = m_{ji} = m$ のとき

$$a_{11} = -\frac{1}{1+c} \left[\frac{1}{6} + \frac{c}{2(2r+3)} m^{2r} \right] \quad (3-21)$$

$$a_{12} = \frac{1}{1+c} \left[\frac{1}{3} + \frac{c(2r+2)}{2(2r+3)} m^{2r} \right] \quad (3-22)$$

従って, (3-16)式は

$$\dot{q}_{ji} - \dot{\psi} = \frac{1}{1+c} \left[\frac{1}{6} + \frac{c(2r+1)}{2(2r+3)} m^{2r} \right] \dot{m} \quad (3-23)$$

となり、逆対称載荷を仮定した S.O. Goal の式²⁾と一致する。

(3-16), (3-17)式より, Ramberg-Osgood 型の履歴特性をもち, 任意の变形状態にある部材の接角法公式が次式のように増分形式で得られる。

$$\dot{m}_{ij} = \frac{1}{a_{12} a_{21} - a_{11} a_{22}} \{ a_{12} \dot{\theta}_{ji} - a_{22} \dot{\theta}_{ji} - (a_{12} - a_{22}) \dot{\psi} \} \quad (3-24)$$

$$\dot{m}_{ji} = \frac{1}{a_{12} a_{21} - a_{11} a_{22}} \{ a_{21} \dot{\theta}_{ji} - a_{11} \dot{\theta}_{ji} - (a_{21} - a_{11}) \dot{\psi} \} \quad (3-25)$$

部材の両端部曲げモーメントの増分が比例する場合には, 曲げモーメントの零になる反曲点は常にある点に固定されるが, 逆載荷状態となるときの分岐曲線の始点 $m_{\xi,0}$ は ξ 全体の値に対して同一の時刻で与えられるので, 逆対称載荷の場合と同様に, 前の段階の値を用いて, 片端断面力と変形の関係が定まるが, 中間荷重(重さ, よう初期条件)を考慮すると, 曲線の符号が逆転する時刻, すなわち, 分岐曲線の始点となる時刻が断面毎に異なり, Fig. 3-3 に示すように $n-1$ ステップにおけるモーメント増分の分布から Δt 時間後の n ステップにおけるモーメント増分の分布が (b) 図のように変化するとき, $0 < \xi < \xi_1$ では $n-1$ ステップと同じ分枝上を通り, $\xi_1 < \xi < \xi_2$ では増分の符号が逆転して新たな分岐曲線の始点となる。さらに $\xi_2 < \xi < 1$ の範囲では元の分枝上と推移する。地震時の部材の挙動を対象とする場合, 強い塑性挙動を予想される部分は部材の両端部と荷重の載荷点

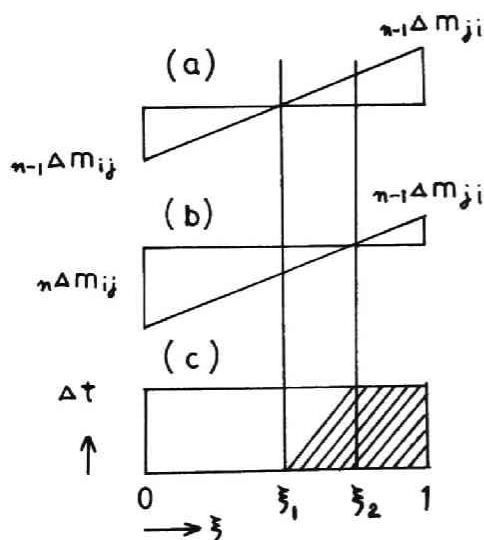


Fig. 3-3

Variation of initial point.

であること, また, 載荷点でのモーメントの変動は比較的微小であることを考慮して, ここでは, これらの三点で曲げモ

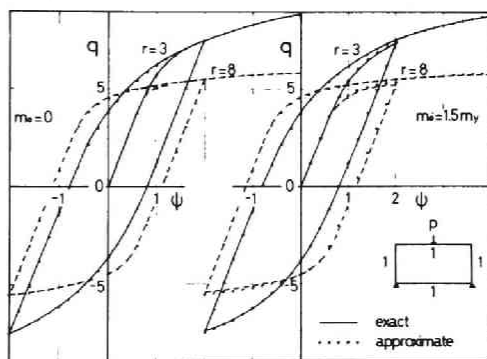


Fig. 3-4 Comparison of restoring force characteristics.

ーメントあるいは曲率の符号変化の時刻を代表させる近似解法を採用し、以後の解析を行なう。

近似解法の精度を検討するため、梁部材全長を50分割して、個々の分割点に關して符号変化を考慮した場合を圖中 EXACT と稱して実線および破線で表わし、こゝで採用した3分割による近似解法を用いた場合を APPROXIMATE と稱し圖中・印で表わして、1層1張間架構の復元力特性と比較した圖が Fig. 3-4 である。圖中左側は中間荷重をなす場合で2つの解が一致するの当然であるが、右側の圖に示したように、集中荷重による枝端モーメントが降伏モーメントの2/3に相当する初期条件を与えた場合においても両者の解は大略一致していることが判る。局所的な応答である枝端の曲率については近似解は若干小さい値となる。

2.3 非線形接角法 — II — (軸力と曲げモーメントの作用する場合)

前節では、軸方向力が曲げモーメントに比べて比較的小さい場合を想定して曲げモーメントのみに關する非線形接角法公式と増分形式で導いたが、柱部材や筋違材のように塑性挙動における軸方向力を無視できない部材については、軸力や二方向曲げモーメントの相互作用を含み得る枝端断面力と枝端変形の關係を導く必要がある。

本節では、部材の任意断面毎に降伏条件と塑性流れ則と適用した非線形接角法公式を増分形式で導く。部材の任意断面に作用する断面力ベクトルを $\{f\}$ 、対応する変形ベクトルを $\{v\}$ とし、断面の降伏条件を断面力の関数として次式で与える。

$$f = f(f_1, f_2, \dots, f_n) = \bar{f}(w^p) \quad (3-26)$$

f を複合断面力状態における無次元化された相当断面力と定義すると、それは、塑性仕事

$$w^p = \int_0^T \langle f_i \cdot \dot{v}_i^p \rangle dt = \int_0^T \bar{f} \cdot \dot{\epsilon}^p dt \quad (3-27)$$

の関数として与えられ、対応する相当塑性変形増分は次式で定義される。

$$\dot{\epsilon}^p = \frac{\dot{w}^p}{\bar{f}} \quad (3-28)$$

いま、任意断面上の曲率、軸方向伸縮などの変形ベクトル $\{v\}$ を弾性変形 $\{v^e\}$ と塑性変形 $\{v^p\}$ の和で表わし、塑性変形増分が降伏曲面に直交するという (3-30)

式に満足すると仮定すれば、比例定数 λ は (3-31) 式のとおりになり、塑性変形増分は (3-32) 式で求められる。

$$v_i = v_i^e + v_i^p \quad (3-29)$$

$$\dot{v}_i^p = \lambda \frac{\partial f}{\partial f_i} \quad (3-30)$$

$$\dot{f} = \left\langle \frac{\partial f}{\partial f_i} \cdot \dot{f}_i \right\rangle = \dot{w}^p \frac{d\bar{f}}{dw^p} = \frac{1}{\bar{f}} \frac{d\bar{f}}{d\epsilon^p} \left\langle f_i \cdot \frac{\partial f}{\partial f_i} \right\rangle \lambda \quad (3-31)$$

$$\dot{v}_i^p = \bar{f} \cdot \frac{d\epsilon^p}{d\bar{f}} \cdot \frac{\partial f}{\partial f_i} \frac{\left\langle \frac{\partial f}{\partial f_i} \cdot \dot{f}_i \right\rangle}{\left\langle f_i \cdot \frac{\partial f}{\partial f_i} \right\rangle} \quad (3-32)$$

上式で定義された相当断面力と相当塑性変形が Fig. 3-5 のような Ramberg-Osgood 型の履歴特性に従い、(3-26) 式の降伏条件が各断面力の二乗和の平方根で与えられるものと仮定すると、任意断面上の塑性変形増分は処女曲線に対して

$$\epsilon^p = \frac{c}{1+c} \bar{f}^{2r+1} \quad (3-33)$$

$$\bar{f} \frac{d\epsilon^p}{d\bar{f}} = \frac{c}{1+c} (2r+1) \bar{f}^{2r} \quad (3-34)$$

$$f = (f_x^2 + f_y^2 + f_z^2 + f_N^2)^{1/2} \quad (3-35)$$

$$\left\langle f_i \cdot \frac{\partial f}{\partial f_i} \right\rangle = f \quad (3-36)$$

$$\dot{v}_i^p = \frac{c}{1+c} (2r+1) \bar{f}^{2r} \frac{\partial f}{\partial f_i} \left\langle \frac{\partial f}{\partial f_i} \cdot \dot{f}_i \right\rangle \quad (3-37)$$

分岐曲線に対して

$$\frac{\epsilon^p - \epsilon_o^p}{2} = \frac{c}{1+c} \left(\frac{\bar{f} - \bar{f}_o}{2} \right)^{2r+1} \quad (3-38)$$

$$\frac{\bar{f} - \bar{f}_o}{2} \frac{d(\epsilon^p - \epsilon_o^p)}{d(\bar{f} - \bar{f}_o)} = \frac{c}{1+c} (2r+1) \left(\frac{\bar{f} - \bar{f}_o}{2} \right)^{2r} \quad (3-39)$$

$$f = \left\{ \sum_{i=x,y,z,N} \left(\frac{f_i - f_{i,o}}{2} \right)^2 \right\}^{1/2} \quad (3-40)$$

$$\left\langle \left(\frac{f_i - f_{i,o}}{2} \right) \cdot \frac{\partial f}{\partial \left(\frac{f_i - f_{i,o}}{2} \right)} \right\rangle = f \quad (3-41)$$

$$\dot{v}_i^p = \frac{c}{1+c} (2r+1) \left(\frac{\bar{f} - \bar{f}_o}{2} \right)^{2r} \frac{\partial f}{\partial \left(\frac{f_i - f_{i,o}}{2} \right)} \left\langle \frac{\partial f}{\partial \left(\frac{f_i - f_{i,o}}{2} \right)} \cdot \dot{f}_i \right\rangle \quad (3-42)$$

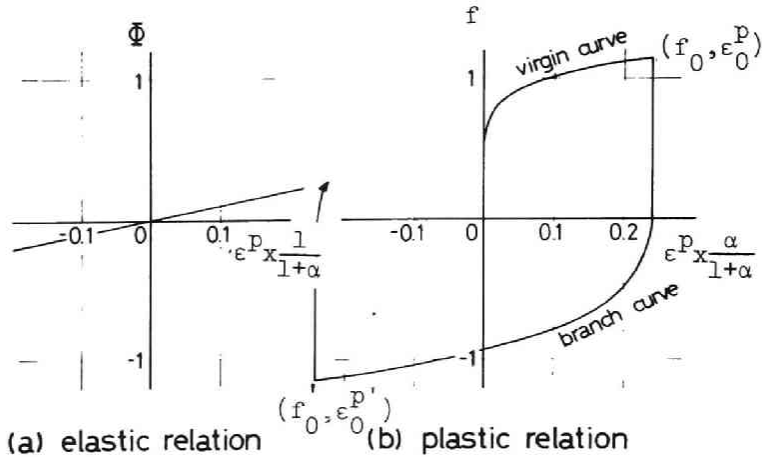


Fig.3-5 Equivalent force-deformation relation of Ramberg-Osgood column.

部材端に作用する曲げモーメントを m_{ij} , m_{ji} , 軸方向力を n_{ij} , n_{ji} とする
と部材中間に荷重のない場合の断面力と変形の分布は Fig. 3-6 のようになる。こ
で、相当断面力と相当塑性変形の関係が処女曲線上にある場合と分岐曲線上にある
場合の断面力と次式のように総称する。

< 処女曲線 >

$$\tilde{m}_{ij} = m_{ij}$$

$$\tilde{m}_{ji} = m_{ji}$$

$$\tilde{n}_{ij} = n_{ij}$$

< 分岐曲線 >

$$\tilde{m}_{ij} = \frac{m_{ij} - m_{ij,0}}{2}$$

$$\tilde{m}_{ji} = \frac{m_{ji} - m_{ji,0}}{2} \quad (3-43)$$

$$\tilde{n}_{ij} = \frac{n_{ij} - n_{ij,0}}{2}$$

ここに、 $m_{ij,0}$, $m_{ji,0}$, $n_{ij,0}$ はそれぞれ相当断面力増分の符号が変化する点、
すなわち、分岐曲線の始点における i, j 端の曲げモーメントと軸方向力の無次元量
である。材端から ξ の距離の断面
の曲げモーメントは (3-44) 式、
軸方向力は部材端軸力に等しいと
仮定して (3-45) 式で与えられる。

$$\tilde{m}_{\xi} = (1 - \xi) \tilde{m}_{ij} - \xi \tilde{m}_{ji} \quad (3-44)$$

$$\tilde{n}_{\xi} = \tilde{n}_{ij} = \tilde{n}_{ji} \quad (3-45)$$

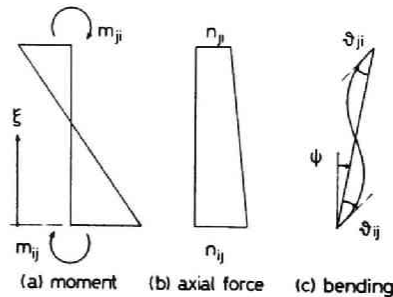


Fig.3-6 Distribution diagrams of column.

材端から \$r\$ の点の塑性曲率増分を \$\dot{\phi}_r^P\$、塑性軸方向変形増分を \$\dot{e}_r^P\$ とすると、式 (2-37) (3-42) を (3-43) 式の関係と用いて整理して次式を導く。

$$\dot{\phi}_r^P = \frac{c}{1+c} (2r+1) \bar{f}_3^{2r-2} (\tilde{m}_3^2 \cdot \dot{\tilde{m}}_3 + \tilde{m}_3 \cdot \tilde{n}_3 \cdot \dot{\tilde{n}}_3) \quad (3-46)$$

$$\dot{e}_r^P = \frac{c}{1+c} (2r+1) \bar{f}_3^{2r-2} (\tilde{n}_3^2 \cdot \dot{\tilde{n}}_3 + \tilde{n}_3 \cdot \tilde{m}_3 \cdot \dot{\tilde{m}}_3) \quad (3-47)$$

任意断面の断面力増分が与えられると、上式より、その点の曲率及び軸方向変形が求められ、前節に示した梁部材の場合と同様に、部材長に亘って積分を実行して材端回転角、材端軸方向変形と材端力の関係に与える非線形接点法公式が増分形式で表現される。

$$\begin{aligned} \dot{\phi}_{ji} - \dot{\psi} &= -\frac{6}{1+c} \int_0^1 \{ \dot{\tilde{m}}_3 + c(2r+1) \bar{f}_3^{2r-2} (\tilde{m}_3^2 \dot{\tilde{m}}_3 + \tilde{m}_3 \cdot \tilde{n}_3 \cdot \dot{\tilde{n}}_3) \} 3dr \\ &\equiv a_{11} \dot{\tilde{m}}_{ji} + a_{12} \dot{\tilde{m}}_{ji} + a_{13} \dot{\tilde{n}} \end{aligned} \quad (3-48)$$

$$\dot{\phi}_{ji} - \dot{\psi} \equiv a_{21} \dot{\tilde{m}}_{ji} + a_{22} \dot{\tilde{m}}_{ji} + a_{23} \dot{\tilde{n}} \quad (3-49)$$

$$\dot{\delta} \equiv a_{31} \dot{\tilde{m}}_{ji} + a_{32} \dot{\tilde{m}}_{ji} + a_{33} \dot{\tilde{n}} \quad (3-50)$$

上の三式の右辺の係数 \$a_{ij}\$ は任意時間における初期条件の関数として与えられる。従って、前節と同様、材端の相当断面力増分の符号が変化する時刻にその近傍の断面における断面力増分の符号も変化するという仮定を用いることにより、これらの係数が step by step に近似的に定められる。部材両端で代表させた符号の逆転する位置を増せばそれだけ近似解の精度は当然高められる。

3 R-O 型履歴特性をもつ架構の応答性状

3.1 解析モデルの設定と入出力の選定

本章第2節に示した Ramberg-Osgood 型の履歴特性をもつ部材で構成される架構の地震応答解析法の妥当性と検証し、応答に及ぼす初期条件の影響などと明らかにするため、第2章に採用した架構と類似の Fig. 3-7 のような層1張間の質量分布一様、無減衰門型架構と解析の対象とする。すなわち、階高と張間間隔の比を \$1/2\$、柱と梁の部材断面比を \$1/1.2\$、階高と柱部材断面比を \$10\$、降伏応力度を

ヤング係数の比を 10^{-3} とし, Ramberg-Osgood 型履歴曲線の形状を定める定数 $\alpha = 0.1$, $r = 0.3$, γ の三種のモデルを考へるが, これらは弾性, 硬化の大きい材料および完全弾塑性に近い材料から成る構造物に相当する。以上の仮定から回転角に関する基準量は

$$\bar{\Theta} = \bar{\Phi}_r \bar{L} = \frac{\sigma_r}{E} \frac{2\bar{L}}{H} = 50^{-1} \quad (3-51)$$

となる。さらに, 梁柱強度比を $\beta = 0.6$, 断面形状による定数を $\mu = 1/3$, 柱強度分布を第2章の3層モデルと同様 $1, 7/9, 5/9$ と与え, 重力による軸力と梁部材端部を固定としたときの無次元曲げモーメントは次式で与えられる。

$$n_{0i} = \frac{N}{B/L} = \frac{4-i}{3} \frac{2\beta}{S} \quad (3-52)$$

$$P = \frac{P}{B} = \frac{1}{8} 2 n_{03} \gamma \ell = \frac{1}{6} \frac{\beta \gamma \ell}{S} \quad (3-53)$$

P は各層重量の γ 倍が梁中央に集中すると考えたときの曲げモーメントであり, 本章では $\gamma = 3/8$, $S = 0.24$ と定める。(3-5)式左辺第1項に表れる $P-\Delta$ の影響係数をとり $\gamma 2 [n_0]$ は (3-52)式から得られる軸力によつて, 次式で与えられる。

$$[n_0] = -\bar{\Phi}_r \bar{L} \begin{bmatrix} n_{01} + n_{02} & -n_{02} & 0 \\ -n_{02} & n_{02} + n_{03} & -n_{03} \\ 0 & -n_{03} & n_{03} \end{bmatrix} \quad (3-54)$$

入力地震動は Vernon S 82°E の波形関数を用い, 強度パラメータを $\alpha = 0.1$ 周波数パラメータを $\psi = 1/30$ と設定するが, これらは base shear 係数 $S = 0.24$ の架構に対し外乱最大加速度振幅が 300 gal , 基本固有周期 $T = 0.3$ 秒の建物に相当する。

これら入力に対する出力応答として, まず, 概略的な耐震安全性の尺度として各層運動変位 $\{y_m\}$, 相対変位 $\{y_r\}$ および層せん断力 $\{g\}$ を次式により無次元表示する

$$\{y_m\} = \frac{\{x_m\}}{\bar{\Phi}_r \bar{L}^2}, \quad \{y_r\} = \frac{\{x_r\}}{\bar{\Phi}_r \bar{L}^2}, \quad \{g\} = \frac{\{Q\}}{B/L} \quad (3-55)$$

各部材端, または, 中央の曲げモーメントと曲率, 軸方向力と軸方向変形, および節点の回転角を次式で表わす。

$$\begin{aligned}
 \{\beta\} &= \frac{\{M\}}{B} = [a\delta]\{m\} & \{\varphi\} &= \frac{\{\phi\}}{\phi_r} \\
 \{m\} &= \frac{\{N\}}{B/L} & \{\delta\} &= \frac{\{\Delta\}}{2\phi_r L} & \{\phi\} &= \frac{\{\theta\}}{\phi_r}
 \end{aligned} \quad (3-56)$$

ここでは、梁降伏型架構に注目し、柱を弾性として最大応答を過ぎた 400 step ま
 でで演算を終了した。Table 3-1 に各構造物モデルの固有振動数を示す。軸
 力の影響をすべて無視した case 1 を基準とすると、動的な軸力によって生ずる
 軸方向変形のみを考慮した case 2 では、基本固有振動数の伸び率は約 0.5 %
 であり、高次振動数に対する影響は更に少くなる。次に、横変位に伴う軸力の影
 響、所謂、P-Δの効果を含めた case 3
 では case 1 に比し 1.5 ~ 2.0 % の固
 有周期の伸びが見られる。梁部材の中間
 に荷重が作用する case 4 では、重カ
 による荷重のみで塑性領域の近傍の応カ
 状態となる極端なモデルであるが、その
 固有振動数に与える影響は小さい。また、
 材料の歪硬化の程度を表わす履歴曲線の
 指数 γ も初期剛性には影響を与えない。

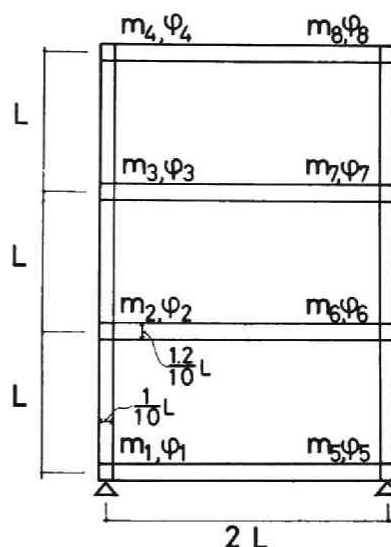


Fig.3-7 Three-story, single-bay structural model.

Table3-1 Nondimensional natural frequency of model structures.

case	(1)			(2)			(3)			(4)	
r	0	3	7	0	3	7	0	3	7	3	7
ω_1	1.028	1.064	1.064	1.023	1.058	1.058	1.009	1.045	1.045	1.043	1.044
ω_2	3.113	3.188	3.188	3.107	3.182	3.182	3.081	3.156	3.156	3.146	3.154
ω_3	6.378	6.432	6.433	6.377	6.432	6.432	6.345	6.400	6.400	6.393	6.398

- (1) No column axial force effects
- (2) Column axial force effects on rotational stiffness
- (3) Column axial force effects on rotational and lateral stiffness
- (4) Column axial force effects on rotational and lateral stiffness considering initial condition

3.2 3層架構による初期条件の影響

Fig.3-8は各層運動変位の時刻履歴を示した図であり、横軸 60 step が架構の固有周期に相当する。(a)図は $r=3$ の場合の軸力を無視した場合を実線で、軸方向変形を考慮した場合と破線で示す。架構が3層であることにも起因して軸方向変形の影響は運動変位には殆んど表れず、塑性挙動の顕著な250 step 以降は高次振動モードは表れないが(b)図の弾性応答では400 stepまで高次振動モードが顕著である。(c)図、(d)図の破線は初期条件を含む応答を示すが、部材の一端が早

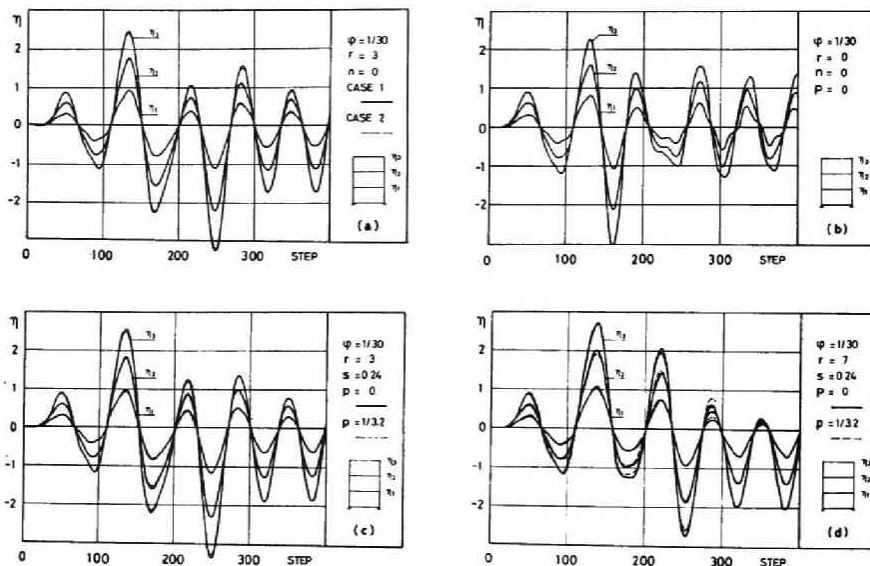


Fig.3-8 Time history of nondimensional floor displacements.

く塑性域に達するため、最初に強い塑性挙動を示す140 stepの応答は増加するが、以後、最大応答値を示す250 stepでは逆に応答は減少する。これは、先に入力エネルギーの一部が塑性履歴によって消費された結果であるという弾塑性振動の一般的な性質によると考えられる。このように、重力による軸力および初期モーメントは概略的な変位系統の応答に対しては微かな影響しか与えないが、局所的な耐震安全性の尺度に関連した応答量については、かなり、影響する。Fig.3-9は梁部材端部の曲げモーメントと部材の降伏モーメントで無次元化し、その時刻履歴を示す。図中(a)~(d)は硬化度の大きい $r=3$ 、(e)~(h)は完全弾塑性に近い $r=1$ の場合の各層梁の曲げモーメント履歴である。初期モーメントを考慮外とした図中実線では、当然、梁の左右のモーメントは一致し、初期モーメントを考

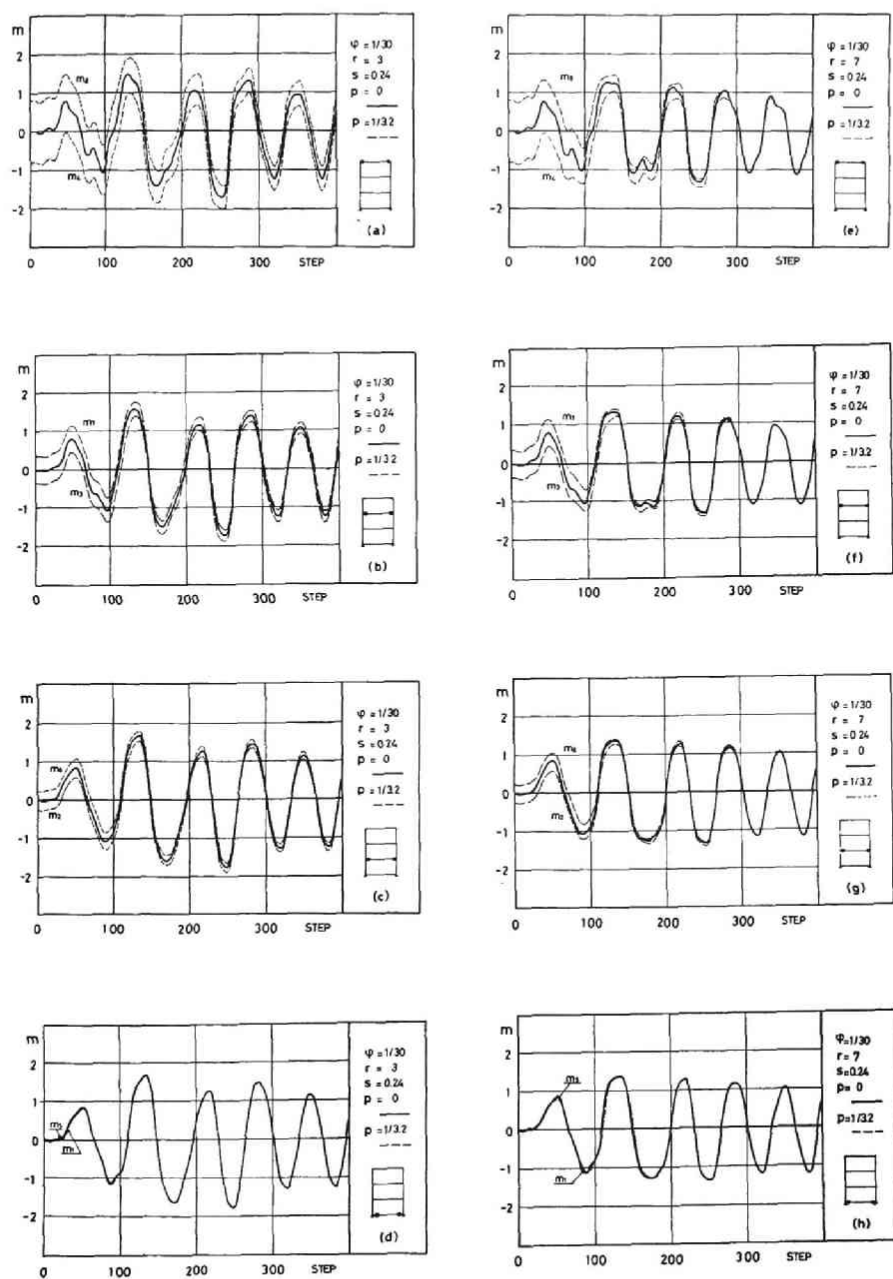


Fig.3-9 Time history of nondimensional moments of the ends of girders.

慮した破線において、初期時刻、0 step の値が初期モーメントの大きさを表す。同一の荷重条件のもとで、各層異った強度の梁を想定しているため、上層ほど無次元曲げモーメントは大きく、地震時に塑性域に入り易い状態である。これらの図から、最初梁部材の左右の曲げモーメントが対称であっても、時刻の経過とともに塑性領域の応答を繰返し、先に塑性化した端部の曲げモーメントが押えられて、他方が増加するという性質を示し、次第に初期条件を考慮しない応答に近づく傾向が見られる。この傾向は硬化度の大きい $r=7$ の場合に顕著であり、2~3回の繰返しにより、左右端部曲げモーメントの差は極端に少なくなる。これらの曲げモー

Table 3-2 Peak values of end moment and corresponding curvature of Ramberg-Osgood girders ; $r=3$, $s=0.24$.

p = 0					p=1/3.2								
		1,5*1	2,6	3,7	4,8	1	2	3	4	5	6	7	8
moment	130*2	1.699	1.669	1.562	1.471	1.666	1.524	1.388	0.970	1.673	1.777	1.767	1.897
	170	-1.640	-1.601	-1.516	-1.422	-1.609	-1.712	-1.711	-1.873	-1.602	-1.459	-1.352	-1.062
	210	1.285	1.256	1.160	1.038	1.290	1.114	0.999	0.677	1.297	1.394	1.358	1.488
	250	-1.767	-1.775	-1.736	-1.706	-1.788	-1.888	-1.881	-2.008	-1.783	-1.670	-1.576	-1.404
curvature	130	5.264	4.796	3.487	2.693	4.753	3.124	2.162	0.955	4.856	6.708	6.487	9.760
	170	-4.341	-3.856	-3.030	-2.349	-3.963	-5.476	-5.459	-9.059	-3.861	-1.515	-0.419	4.246
	210	0.915	0.948	0.789	0.662	1.173	-0.861	-1.471	-5.743	1.220	3.262	3.567	7.560
	250	-6.497	-6.666	-5.889	-5.375	-6.929	-9.493	-9.286	-13.812	-6.837	-4.641	-3.169	0.693

* 1 This number indicates a position of girders, with reference to Fig. 6.

* 2 Each peak value exists in the neighborhood of this step number in time history.

メントに対応する点の曲率を Table 3-2 に示す。局所的な安全性の尺度としての部材端部塑性率は初期条件を無視した場合には 6 前後、初期条件を考慮すると 6~14 程度の最大塑性率となり、部材にかなりの延性、靱性がある。はじめに初期条件を無視したモデルで近似し得ることになる。Fig. 3-10 は縦軸に 3 層せん断力、横軸に 3 層相対変位ととり、層の履歴特性を示した図である。(a) 図の軸力を無視した弾性応答では、通常のせん断型質点系では linear で与えられる履歴特性が、とまじは、負の勾配をもつ復元力特性を与える複雑な挙動を示すが、大略直線的であるのに対し、(b) 図の如く、梁材が塑性域に入る場合には弾性との性質を含みながらも、全体としては部材による履歴特性の影響が表れ、繰返しとともにエネルギーが消費される。

架構が 1 次モードで変形すると考えると、3 層の降伏せん断力は無次元量で 1.34

となり、Fig. 3-10 (b) より弾性限度値は 0.5 程度となるので層としての最大弾性率は 2 となり、階高 3m のとき 3cm の層間変位を生じたことに相当する。図中点線に示すように、初期条件を考慮した場合には変形が増加すると復元力特性の変化がみられるが最大変位応答には大差はみられない。

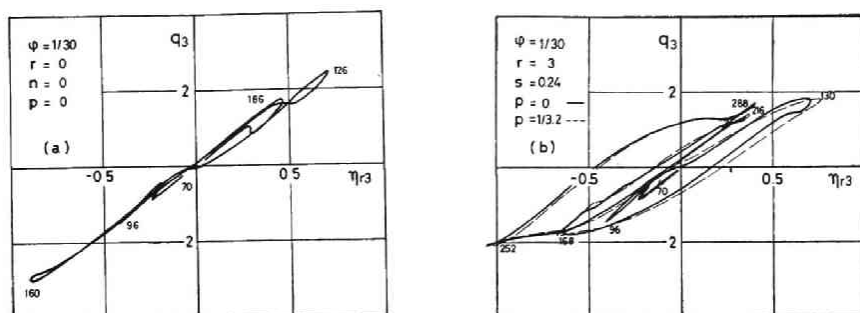


Fig.3-10 Restoring force hysteresis of the 3rd story.

3層の復元力特性に強い影響を及ぼすと考えられる最上層梁部材の両端部の曲げモーメントと曲率の関係と Fig. 3-11 に示す。実線は初期条件を無視した場合であり、破線は初期条件を考慮した場合で $t=0$ のとき 0 印から出発する。図中の数字は時間の経過を表わし

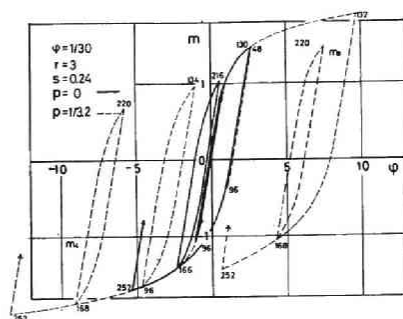


Fig.3-11 Moment-curvature hysteresis of the ends of roof girder.

60 step が 1 周期である。この図に示すごとく、左右の部材端の履歴特性は相当異なり、初期条件を考慮しない場合の弾性率応答の最大値が 5 であるのに対し、初期条件を考慮すれば約 2 倍の応答を示すことが明らかとなる。従って、部材の変形能力が充分備わっていて、はじめ、初期条件を考慮外とした変位応答と類似の値となることに注意すべきであろう。

同じ構造物モデルの応答について、柱は弾性を仮定しているが、設定した降伏モーメントの 1/4 以下の応答モーメントと与える時刻の部分に太線を付して、各層柱の上下モーメントから求められる反曲点高さの時間的変動を表わしたのが Fig. 3-

12である。(a)図は重力による初期条件を考慮しない場合、(b)、(c)図は初期条件を考慮した場合の左側柱と右側柱の応答である。柱曲げモーメントの反曲点位置は応答の様相により変動が激しいが、柱応答が比較的小さく、各降伏曲げ耐力の $1/4$ 以下となる応答を除けば、反曲点位置は降高の4割～6割の範囲に含まれることが判る。この架構モデルの柱脚は比較的剛性の弱い地中梁を介して支持されていることも影響し、一般的に結論づけるためには多少資料も不足しているが、構造物の終局安全性を評価する立場からは、梁降伏型架構の柱の反曲点は、大略、部材の中央付近にあるといえる。初期条件は柱反曲点を移動させる要因とはなっていない。

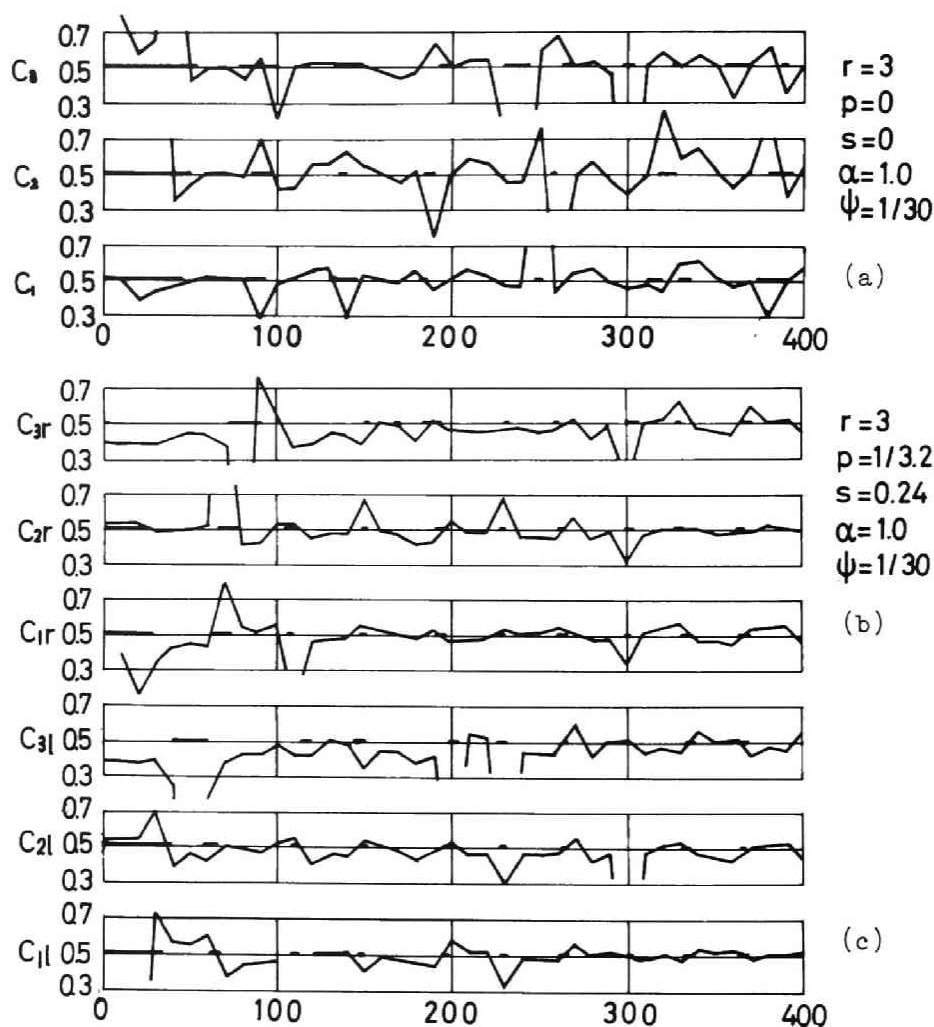


Fig.3-12 Time history of zero point of column moment.

3.3 6層架構による応答分布の検討

Ramberg-Osgood型履歴特性をもつ架構、地震応答分布性状と明らかにするための別の架構モデルとして、梁柱強度比 $\bar{\rho} = 0.6$, $r = 3$, (2-103) 式の指数 $\nu = 1.0$ と仮定した質量分布一様な6層1張間架構に Vernon S82°E 地震波が作用した場合の応答分布を Figs. 3-13, 14 に示す。外乱周波数パラメータは $\psi = 1/6, 1/10, 1/15$, 強度パラメータは ψ に独立に $\alpha = 0.32, 0.64, 0.96$ と与え、柱の強度分布を $\lambda = 0 \sim 0.8$ とし、柱脚固定、柱弾性としたときの無次元節点回転角と柱梁の応答モーメント分布を求めた結果、 $\psi = 1/6, 1/10$ のやや長周期架構では、回転角応答は $\lambda < 0.6$ で大略一様となり、外乱強度の増減に対する変化も小さいが、 $\psi = 1/15$ の場合には2次固有振動数が外乱の卓越周波数域に入り、中間層の応答が増加し、適正な分布を得るためには ν の値を大きくとる必要がある。Fig. 3-14 には、無次元柱曲げモーメントを実線で結び、梁曲げモーメントと○印で示し、 α と λ の応答分布に与える影響を示す。 $\lambda = 0.4 \sim 0.6$ では柱の応答分布は大略等しく、その値も1.0近傍でほぼ弾性を保っているのに対し、梁の応答は大きく、かなり塑性変形が進行している。梁の復元力特性に $r = 3$ という硬化度の大きい履歴を想定していることも影響して、異なる外乱強度に対しても応答の分布性状は第2章の完全弾塑性型復元力特性と与えたときの応答結果より変化が小さいことが判る。

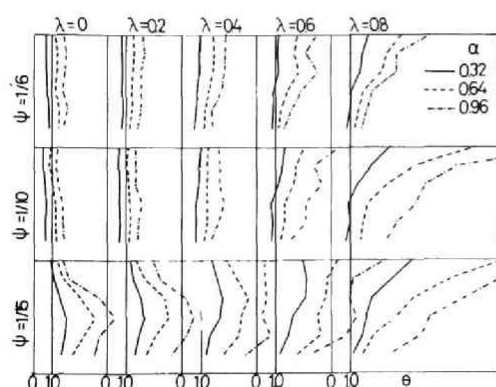


Fig.3-13 Distribution of the maximum nondimensional rotation.

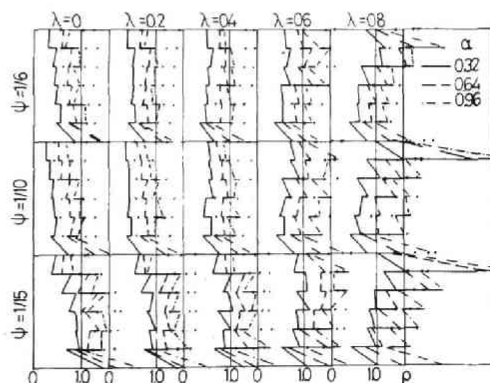


Fig.3-14 Distribution of the maximum nondimensional bending moments of columns and girders.

4. おおむね

3章では塑性域の広がりを考慮した curvilinear な履歴特性をもつ柱梁部材から構成される建築架構の非定常非弾性解析法を示し、3層及び6層1張間架構を対象とした地震時挙動について検討した。その結果を要約すると次のようである。

a) 各層変位応答、相対変位応答など概括的な耐震安全性の尺度としての変位応答には、初期条件として与えられる重力による曲げモーメントと軸方向力の影響は小さく、最大応答値は初期条件の有無に拘らず大略等しい。

b) 弾性応答である $\gamma=0$ の場合と、弱い非線形性をもつ $\gamma=3$ の場合、強い非線形挙動を示す $\gamma=7$ の場合と、運動変位について比較すると γ が大きくなるほど残留変形が著しくなり、非線形応答の典型的な性質を示す。

c) 局所的な耐震安全性の尺度である部材端の靱性率応答は初期条件の影響を強く受け、初期条件を無視した場合の2〜3倍となる故、部材にはそれだけの延性、靱性があり、はじめ、初期条件を無視した架構の応答によって近似されることが判る。

d) 初期条件により、梁の曲げモーメントは対称となるが、時刻の経過とともに逆対称の塑性挙動が繰返され、次第に初期条件を考慮しない応答に近づく。この傾向は γ が大きく、完全弾塑性型の履歴特性に近い場合に著しく、数回の繰返しにより梁の左右端部の曲げモーメントの差は急激に小さくなる。

e) 梁柱の強度比を適当に選ぶと、たとえば $\beta=0.6$ とすると、高さ方向の強度分布を適正に与えることによって、梁は一様な靱性率分布をもって挙動し、柱は大略弾性領域の一様な応答を示す。特に、外乱強度の増減に対しても、応答の分布性状に顕著な相異は認められない特徴をもつ。

f) 柱の反曲点高比は応答性状によって刻々変化するが、強い塑性挙動を生じている場合には0.4〜0.6の間に収まり、柱脚に比較的弱い地中梁をもつ梁降伏型の架構では柱を弾性挙動の範囲となるように設計することは比較的容易である。

参 考 文 献

- 1) P.C.JENNINGS : Periodic Response of a General Yielding Structure, ASCE, Vol.90, No.EM2, April, 1964.
- 2) S.C.GOEL : Inelastic Behavior of Multistory Building Frames Subjected to Earthquake Motion, Ph.D. Thesis presented to Michigan Univ., Dec., 1977.
- 3) M.J.KALDJIAN and W.R.S.FAN : Earthquake Response of a Ramberg-Osgood Structure, ASCE, Vol.94, No.ST10, Oct., 1968.
- 4) 南井良一郎 : 構造物の非線形基礎地盤のモデル化について, 第7回災害科学総合シンポジウム講演集, 1970年11月
- 5) S.IGARASHI, N.TAGA, S.TAKADA and Y.KOYANAGI : Plastic Behavior of Steel Frames under Cyclic Loadings, Trans. AIJ No.130, Dec., 1966.
- 6) R.D.HANSON : Comparison of Static and Dynamic Hysteresis Curves, ASCE, Vol.95², No.ST10, Oct., 1969⁶.
- 7) J.SAKAMOTO, A.MIYAMURA and Y.KOHAMA : Systematic Method for Inelastic Buckling Analysis of Steel Frames, Trans. AIJ, No.165, Nov., 1969.

第 4 章 耐震要素をもつ架構の地震応答

1 まえがき

建築構造物の終局耐震安全性にとって筋違、耐震壁など耐震要素の有効な配置が重要であることは、かつての東京震災において耐震壁を有効に配置した日本興業銀行が震災を免れ得た事実にも明らかのように、従来から指摘されている。建築架構に適度な剛性を与えることは居住性を高めると同時に、配管機器の耐震性の点でも重要であり、また、耐震要素の適正な配置は構造物全体の終局安全性を高めるとともに、架構部材にも重要な影響を与えると考えられ、我国の耐震設計にとって耐震要素の非線形挙動を含む構造物の弾塑性地震応答解析は極めて重要な意味をもち、従来から、筋違や耐震壁など個々の部材の履歴挙動を明らかにする実験的、理論的研究とともに、建築構造物全体の周波数特性に与える耐震要素の影響を明らかにした研究も数多く行なわれている。

筋違付架構の動的解析については、その複雑さのため、初期の段階においては主として固有振動数、固有モードについての研究が行われ、1966年、小高、堀江は耐震壁を含む耐震要素のモデル化を行ない、高層架構の動的解析法を示し¹⁾、堯天らはX型筋違のある3層1張間架構の固有振動数に及ぼす筋違の影響を明らかにした²⁾。谷、桜井らは種々に組込まれた筋違をもつ架構の動特性を明らかにしている³⁾。これらの研究は、いずれも、弾性筋違を対象としており、筋違など耐震要素による架構の軸方向変形、即ち、全体曲げ変形の影響が顕著であることを示しているが、連層耐震壁を対象として、曲げ変形の影響と、境界梁の効果を含めて理論的に表現した大沢の研究⁴⁾は耐震要素の特徴を明らかにしている。

筋違に非線形復元力特性を与えて地震応答を求めた研究としては、圧縮力を受ける筋違は耐力を保持せず、引張力に対してのみ完全弾塑性型の復元力特性を与えて地震応答を求め、筋違の存在により架構部材の靱性率が減少することを示した R. D. Hanson らの研究^{5,6)}、純ブレース架構を対象に消費エネルギーと周期の伸びについて検討した坂本、小浜の研究⁷⁾、筋違の弾性座屈を考慮した K 型筋違を含む架構に対する上下動の影響を明らかにした S. C. Goel の研究⁸⁾ などがある^{9~12)}。最近、五十嵐、井上らは塑性設計された筋違付架構の弾塑性地震応答と弾

塑性座屈を考慮して求め、著者の提案した塑性設計法の妥当性を強調している¹³⁾。これらの研究の大半は筋違の復元力特性と正当に評価していないため筋違の塑性挙動による剛性の劣化が考慮されておらず、また、筋違の存在が架構の部材応答に対してどのような影響を与えるかについても明らかにされていない。

本章では、両端を単純支持された X 型筋違の中央部に第 2 章で述べた弾塑性ジョイント領域を設定し、降伏条件と降伏後の塑性流動則を含む弾塑性座屈を考慮した筋違の履歴特性を定式化し、正負繰返し弾塑性座屈挙動の特徴を示すとともに、この筋違を多層多張間架構に挿入した、筋違付架構の弾塑性地震応答解析法を提示する。さらに、第 2 章で採用した 7 層 1 張間架構に筋違を含めた構造物モデルについて、定常ランダム外乱を入力とするときの部材および筋違の弾性靱性率ならびに変位系統の 2 重平均値応答から、筋違付架構の一般的な動特性を明らかにすると同時に筋違の剛性分布と各部材の応答分布の関係を示して、筋違、部材などの適正な動特性分布を見出す。次に、2 章に示した修正模擬地震波のうち No. 8 の波形を入力として、筋違の座屈後の挙動を含む弾塑性地震応答を求め、筋違の復元力特性が架構乃至は部材応答に及ぼす影響を明らかにし、筋違付架構の局所的な耐震設計資料の蓄積と計る。

2 筋違部材の履歴特性

2.1 序

圧縮力の作用する部材の履歴特性、特に、筋違の座屈後の挙動に関しては、若林野中ら^{14), 15)}、山田、辻¹⁶⁾などの実験的研究により、筋違の履歴特性は繰返し載荷により、耐力も、履歴によるエネルギー消費能力も低下することが指摘されている。耐力の著しい低下は構造物の耐震安全性にとって好ましくないため、降伏後も耐力を持続させる試みとして K 型ブレースに関する検討^{11), 17)}なども行われている。このようなブレースについての理論的研究も数多く行なわれ、藤本ら¹⁸⁾は両端をピン接合された筋違の座屈後の挙動を部材中央に塑性ヒンジが形成されるといって塑性理論によって解き、五十嵐らはその解法に塑性流動則と適用して、塑性ヒンジの軸方向変形も考慮した解析法を示し、復元力特性に及ぼす細長比の影響を明らかにして

いる¹⁹⁾。これら step by step の解法に対し、野中は降伏条件にある種の制限は加えられるが、筋違の挙動を closed form に表現し座屈後の挙動を定性的に把握するとともに²⁰⁾、降伏条件を改良して実験結果と比較的一致あることを報告している²¹⁾。これらの解はいずれも塑性ヒンジの概念を用いており、理想化されたI型断面に対しては適用可能であるが、一般の部材の挙動を表現するには限界があると考えられる。この点の改良を計り、解析の単純化を目的として、若林、野中、柴田は弾塑性ヒンジの概念を導入して、剛棒と弾塑性ヒンジよりなる筋違モデルについての解析を試みている^{22,23)}が、弾塑性ヒンジの長さが部材長の $1/6$ としており、剛棒の仮定にも現実の筋違の挙動に一致しない面がある。

本節では、部材両端がピン支持された筋違を対象として、2章で述べたと同様、部材中央に有限幅をもつ弾塑性ジョイントを想定し、その領域においてのみ弾塑性履歴特性を有し、他の部材を弾性と仮定した筋違の両端に作用する軸力と軸方向変形の関係を増分形式で導く。これは、筋違自身の挙動を把握する目的だけでなく、後述する如く、このような筋違をもつ構造物の弾塑性地震応答解析法と統一的に表現する目的をも含んでいる。

2.2 弾塑性ジョイントをもつ筋違の復元力特性に関する解析的表現

軸力と曲げモーメントが同時に作用する部材のモーメントと変形角の関係は良く知られた座屈後法公式により与えられる。いま、筋違を中央で分割し、中央部における弾塑性ジョイントの相対回転角 Θ を考慮すると、枝端モーメント M_{12} と中央モーメント M_{21} は次式のように書ける。

$$M_{12} = 2 \frac{EI}{L} \{ \gamma_1 \theta_1 + \gamma_2 (\theta_2 - \Theta) - \gamma_3 R \} \quad (4-1)$$

$$M_{21} = 2 \frac{EI}{L} \{ \gamma_1 (\theta_2 - \Theta) + \gamma_2 \theta_1 - \gamma_3 R \} \quad (4-2)$$

対称変形を仮定し、 $M_{12} = 0$ 、 $\theta_2 = 0$ を考慮すれば、部材中央部の曲げモーメント、 M_{21} は次のようになる。

$$M_{21} = 2 \frac{EI}{L} \frac{\gamma_2^2 - \gamma_1^2}{\gamma_1} (\Theta + R) \quad (4-3)$$

ここで、

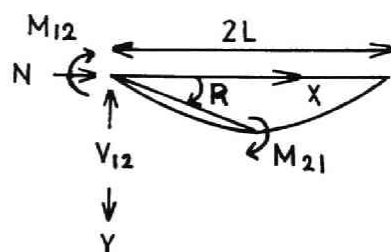


Fig.4-1 Definition of force.

$$\gamma_1 = \frac{1}{2} \frac{z \sin z - z^2 \cos z}{2(1 - \cos z) - z \sin z}$$

$$\gamma_2 = \frac{1}{2} \frac{z^2 - z \sin z}{2(1 - \cos z) - z \sin z}$$
(4-4)

筋違の中央における曲げモーメントの釣合式から次式の関係が得られる。

$$M_{21} = -NRL$$
(4-5)

但し、 N は圧縮力を正とする。(4-4)、(4-5)式および(4-6)式より(4-7)式の関係が求まる。

$$z^2 = \frac{NL^2}{EI}$$
(4-6)

$$2 \frac{\gamma_2^2 - \gamma_1^2}{\gamma_1} (\Theta + R) = -z^2 R$$
(4-7)

(4-7)式に(4-4)式を代入すると、弾塑性ジョイント相対回転角は

$$\Theta = -Rz \cot z$$
(4-8)

また、

$$M(x) = NY + M_{12} + V_{12}x$$
(4-9)

より、材端から x の距離における撓みと撓み角、および中央の撓み角は

$$Y = \frac{\sin(zx/L)}{\sin z} RL$$
(4-10)

$$\frac{dY}{dx} = zR \frac{\cos(zx/L)}{\sin z}$$
(4-11)

$$\left. \frac{dY}{dx} \right|_{x=L} = zR \cot z = -\Theta$$
(4-12)

となる。 N が引張力の場合は同様に

$$NRL - M_{21} = 0$$
(4-5')

$$\frac{dY}{dx} = zR \frac{\cosh(zx/L)}{\sinh z}$$
(4-11')

$$\left. \frac{dY}{dx} \right|_{x=L} = zR \coth z = -\Theta$$
(4-12')

となり、引張力を正とすると圧縮力のとき $z = iz$ と置いて

$$M_{21} = NRL$$
(4-13)

$$\Theta = -Rz \coth z$$
(4-14)

となり、無次元表示をすれば次式を得る。

$$\beta = \frac{M_{21}}{M_Y} = \frac{N_Y H}{M_Y} \frac{L}{H} \Delta \frac{N}{N_Y} \frac{R}{\Delta} \equiv \frac{1}{\mu} \frac{L}{H} \Delta n r \quad (4-15)$$

$$\dot{\beta} = \frac{\Delta}{\mu} \frac{L}{H} (n \dot{r} + r \dot{n}) = \frac{\Delta}{8} \left(\frac{2L}{i} \right)^2 \frac{H}{L} (n \dot{r} + r \dot{n}) \quad (4-15')$$

$$\dot{z}^2 = \frac{\sigma_Y}{E} \frac{A}{I} \frac{(2L)^2}{4} \frac{N}{N_Y} = \frac{\Delta}{4} \frac{H}{L} \frac{L}{2\Delta L} \left(\frac{2L}{i} \right)^2 n \quad (4-16)$$

$$2 \frac{\dot{z}}{z} = \frac{\Delta}{4} \frac{H}{L} \frac{L}{2\Delta L} \left(\frac{2L}{i} \right)^2 \frac{1}{z^2} \dot{n} \equiv \begin{cases} c_3 \dot{n} & n \geq 0 \\ -c_3 \dot{n} & n < 0 \end{cases} \quad (4-16')$$

ここに、 $n = N/N_Y$ 、 $r = R/\Delta$ 、 $\mu = M_Y/N_Y H = 8i^2/(2L)^2 \cdot (L/H)^2$ 、 $\sigma_Y/E = \Delta(L/2\Delta L)(H/L)$ 、 $\Delta = (\sigma_Y/E)(2\Delta L/L)(L/H)$ であり、 Δ は弾塑性ジョイントの弾性限相対回転角である。筋違の枝端変形 U_b と部材の軸方向変形 U_m 、幾何学的変形 U_f および弾塑性ジョイントの軸方向変形 U_j を用いて次式で表わす。

$$U_b = 2(U_m + U_f + U_j) \quad (4-17)$$

$$U_m = \frac{NL}{EA} \quad (4-18)$$

$$U_f = -\int_0^L \left\{ \sqrt{1 + \left(\frac{dY}{dx} \right)^2} - 1 \right\} dx = -\frac{1}{2} \int_0^L \left(\frac{dY}{dx} \right)^2 dx \quad (4-19)$$

$$U_j = \begin{cases} \frac{N\Delta L}{EA} & (\text{弾性域}) \\ U_j(M, N, \Theta) & (\text{塑性域}) \end{cases} \quad (4-20)$$

上式を無次元表示し、積分を実行すると次式を得る。

$$u_b = \frac{U_b}{\Delta \cdot L} = 2(u_m + u_f + u_j) \quad (4-21)$$

$$u_m = \frac{\sigma_Y}{E\Delta} n = \frac{L}{2\Delta L} \frac{H}{L} n \quad (4-22)$$

$$u_f = -\frac{R^2 L \bar{z}^2}{4\Delta L} \left(\frac{1}{\sinh^2 \bar{z}} + \frac{\cosh \bar{z}}{\bar{z} \sinh \bar{z}} \right) = -\frac{\Delta}{4} r^2 \left(\frac{\bar{z}^2}{\sinh^2 \bar{z}} + \frac{\bar{z} \cosh \bar{z}}{\sinh \bar{z}} \right) \quad (4-23)$$

$$\dot{u}_f = -\frac{\Delta}{2} (c_1 \dot{r} + c_2 \frac{\dot{z}}{z}) \quad (4-23')$$

$$u_j = \begin{cases} \frac{\sigma_Y}{E\Delta} \frac{\Delta L}{L} n = \frac{1}{2} \frac{H}{L} n & (\text{弾性域}) \\ u_j(\beta, n, \vartheta) & (\text{塑性域}) \end{cases} \quad (4-24)$$

(4-14)式は次のように無次元化される。

$$\vartheta = \frac{\Theta}{\Delta} = -z r \coth z \quad \dot{\vartheta} = -\left[z \coth z \dot{r} + r \left(z \coth z - \frac{z^2}{\sinh z} \right) \frac{\dot{z}}{z} \right] \quad (4-25)$$

弾塑性ジョイントが弾性の場合には、(4-26)式と(4-15')式より

$$M = \frac{EI}{\Delta L} \Theta \quad (4-26)$$

$$\dot{\theta} = \dot{\beta} = \frac{\Delta}{8} \left(\frac{2L}{i} \right)^2 \frac{H}{L} (n\dot{r} + r\dot{n}) = \begin{cases} -\frac{\Delta L}{L} (z^2 \dot{r} + 2rz^2 \frac{\dot{z}}{z}) & n < 0 \\ \frac{\Delta L}{L} (z^2 \dot{r} + 2rz^2 \frac{\dot{z}}{z}) & n > 0 \end{cases} \quad (4-27)$$

の関係が得られる。上式と(4-25)式より、弾性座屈荷重は $\dot{z} = 0$, $z = iz'$ とし

$$-z' \cot z' = -\frac{\Delta L}{L} z'^2 \quad (4-28)$$

で与えられる。部材長 $2L$ の弾性座屈荷重は $z_{2L} = \pi/2$ となり、弾塑性ジョイントを考慮することにより、下図の如く座屈荷重がジョイントの長さ ΔL の分だけ小さく与えられ、 $2\Delta L/L = 1/10$ とすると次のようになる。

$$z_k = 1.496129 \quad (4-29)$$

弾塑性ジョイントが塑性域に達すると、第5章と同様、降伏条件式

$$\varphi = \varphi(\beta, n) \quad (4-30)$$

および、塑性流れ則により、弾塑性ジョイントの断面力増分 $\dot{\beta}$, \dot{n} と対応する変形増分 $\dot{\theta}$, \dot{u}_j は次式の関係を保つ。

$$\begin{Bmatrix} \dot{\beta} \\ \dot{n} \end{Bmatrix} = \begin{bmatrix} p_{11} & p_{12} \\ p_{21} & p_{22} \end{bmatrix} \begin{Bmatrix} \dot{\theta} \\ \dot{u}_j \end{Bmatrix} \quad (4-31)$$

ここに、

$$p_{11} = 1 - \frac{(\frac{\partial \varphi}{\partial \beta})^2}{(\frac{\partial \varphi}{\partial \beta})^2 + (\frac{\partial \varphi}{\partial n})^2} \quad p_{12} = p_{21} = -\frac{(\frac{\partial \varphi}{\partial \beta})(\frac{\partial \varphi}{\partial n})}{(\frac{\partial \varphi}{\partial \beta})^2 + (\frac{\partial \varphi}{\partial n})^2}$$

$$p_{22} = 1 - \frac{(\frac{\partial \varphi}{\partial n})^2}{(\frac{\partial \varphi}{\partial \beta})^2 + (\frac{\partial \varphi}{\partial n})^2}$$

$$\underline{u}_j = \frac{u_j}{\Delta z} = 2 \frac{L}{H} u_j \quad (4-32)$$

ここに Δz はジョイントの弾性限軸方向変形である。以上の諸式より任意の杆端変形に対する軸力が増分形式で得られ、筋連を含む架構の地震応答解析が可能となる。幾何学的変形を無視し、弾塑性ジョイントを弾性と仮定したときの軸力を \bar{N} とし

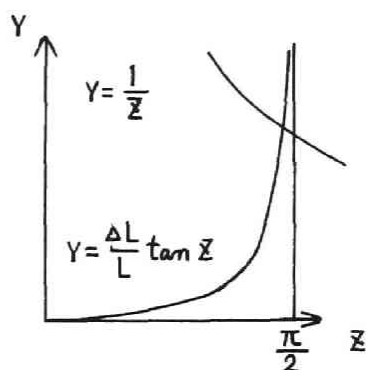


Fig.4-2 Nondimensional buckling load.

$$\dot{u}_b = 2 \frac{L}{2\Delta L} \frac{H}{L} (1 + \frac{\Delta L}{L}) \dot{\tilde{n}} \quad (4-33)$$

から、各段階における \dot{n} , $\dot{\beta}$, $\dot{\varphi}$, \dot{r} などを求める。

A $\dot{u}_b > 0$

$$1 \quad r=0, \quad -n_k \leq n + \tilde{n} \leq 1 \quad (4-34)$$

$$\dot{n} = \dot{\tilde{n}} \quad \dot{u}_m = \frac{L}{2\Delta L} \frac{H}{L} \dot{n} \quad \dot{u}_j = \frac{1}{2} \frac{H}{L} \dot{n} \quad \dot{u}_f = \dot{\beta} = \dot{\varphi} = \dot{r} = 0$$

$$2 \quad r=0 \quad 1 < n + \tilde{n} \quad (4-35)$$

$$\dot{n} = 1 - n \quad \dot{u}_m = \frac{L}{2\Delta L} \frac{H}{L} \dot{n} \quad \dot{u}_j = \frac{\dot{u}_b}{2} - \dot{u}_m \quad \dot{u}_f = \dot{\beta} = \dot{\varphi} = \dot{r} = 0$$

$$3 \quad r \neq 0 \quad 0 < n + \tilde{n} < 1 \quad \beta + (n + \tilde{n})^2 < 1 \quad (4-36)$$

$$\dot{r} = \frac{r}{z \coth z + z^2 \Delta L / L} \left(\frac{z^2}{\sinh^2 z} - \frac{z \cosh z}{\sinh z} - \frac{2\Delta L}{L} z^2 \right) \frac{\dot{z}}{z} \equiv c_4 \frac{\dot{z}}{z}$$

$$\frac{\dot{z}}{z} = \frac{\Delta}{8} \frac{H}{L} \frac{L}{2\Delta L} \lambda^2 \frac{1}{z^2} \dot{n} \equiv c_3 \dot{n}$$

$$\dot{\varphi} = \dot{\beta} = \frac{\Delta L}{L} (z^2 \dot{r} + 2r z^2 \frac{\dot{z}}{z}) = \frac{\Delta L}{L} (z^2 c_4 + 2r z^2) c_3 \dot{n}$$

$$\dot{u}_f = -\frac{\Delta}{2} (c_1 \dot{r} + c_2 \frac{\dot{z}}{z}) = -\frac{\Delta}{2} (c_1 c_4 + c_2) c_3 \dot{n}$$

$$\dot{u}_b = 2 \left\{ \frac{L}{2\Delta L} \frac{H}{L} (1 + \frac{\Delta L}{L}) - \frac{\Delta}{2} (c_1 c_4 + c_2) c_3 \right\} \dot{n}$$

但し、降伏関数 $\varphi(\beta, n) = |\beta| + n^2 = 1$ とする。

$$4 \quad r \neq 0 \quad 0 < n + \tilde{n} \quad 1 < \beta + (n + \tilde{n})^2 \quad (4-37)$$

$$\dot{\beta} = -2n\dot{n}$$

$$\dot{r} = -\left(\frac{16}{\Delta} \frac{1}{\lambda^2} \frac{L}{H} + \frac{r}{n}\right) \dot{n} \equiv c_5 \dot{n}$$

$$\dot{\varphi} = -\left\{ \frac{z \cosh z}{\sinh z} c_5 + \left(r z \frac{\cosh z}{\sinh z} - \frac{r z^2}{\sinh^2 z}\right) c_3 \right\} \dot{n} \equiv c_6 \dot{n}$$

$$\dot{u}_f = -\frac{\Delta}{2} (c_1 c_5 + c_2 c_3) \dot{n}$$

$$\dot{u}_j = \frac{1}{2} \frac{H}{L} \{(1 + 4n^2) + 2n c_6\} \dot{n}$$

$$\dot{u}_b = 2 \left\{ \frac{L}{2\Delta L} \frac{H}{L} - \frac{\Delta}{2} (c_1 c_5 + c_2 c_3) + \frac{1}{2} \frac{H}{L} (1 + 4n^2 + 2n c_6) \right\} \dot{n}$$

$$5 \quad r \neq 0 \quad n + \tilde{n} < 0 \quad (4-38)$$

$$\dot{r} = \frac{r}{z} \cot z - \frac{r}{z^2} \frac{\Delta L}{L} \left\{ \frac{z^2}{\sin^2 z} - \frac{z \cos z}{\sin z} + \frac{2\Delta L}{L} z^2 \right\} (-c_3) \dot{n} \equiv c_7 \dot{n}$$

$$\dot{\beta} = \frac{\Delta L}{L} \left\{ -z^2 c_7 - 2r z^2 (-c_3) \right\} \dot{n}$$

$$\dot{u}_f = -\frac{\Delta}{2} \{ c_1 c_7 + c_2 (-c_3) \} \dot{n}$$

$$\dot{u}_b = 2 \left\{ \frac{L}{2\Delta L} \frac{H}{L} \left(1 + \frac{\Delta L}{L} \right) - \frac{\Delta}{2} (c_1 c_7 - c_2 c_3) \right\} \dot{n}$$

B $\dot{u}_b < 0$

1 $r=0$ $-n_k \leq n + \dot{n} \leq 1$

A-1 に同じ

2 $r=0$ $n + \dot{n} \leq -n_k$ $-\beta + (n + \dot{n})^2 < 1$ (4-39)

$$\beta = n_k^2 - 1$$

$$r_k = \frac{8}{\Delta} \frac{L}{H} \frac{1}{\lambda^2} \frac{1 - n_k^2}{n_k}$$

$$u_{fk} = -\frac{\Delta}{4} r_k^2 \left(\frac{z_k^2}{\sin^2 z_k} + \frac{z_k \cos z_k}{\sin z_k} \right) = \frac{1}{2} u_{bk}$$

これらの限界値に達するまで、変形は u_f によって生じ、弾性変位を生じて以後の変形は u_{bt} とすると変形 r は

$$r^2 = -\frac{\frac{1}{2} u_{bt}}{\frac{\Delta}{4} \left(\frac{z_k^2}{\sin^2 z_k} + \frac{z_k \cos z_k}{\sin z_k} \right)}$$

$$\dot{n} = \dot{u}_m = \dot{u}_j = 0$$

$$\beta = \beta = -\frac{\Delta L}{L} z_k^2 r = -\frac{\Delta}{8} \left(\frac{2L}{L} \right)^2 \frac{H}{L} n_k r$$

3 $r \neq 0$ $1 < -\beta + (n + \dot{n})^2$ (4-40)

$$\dot{\beta} = 2n\dot{n}$$

$$\dot{r} = \left(\frac{16}{\Delta} \frac{1}{\lambda^2} \frac{L}{H} - \frac{r}{n} \right) \dot{n} \equiv -c_5 \dot{n}$$

$$\dot{\beta} = -\left\{ z \frac{\cos z}{\sin z} (-c_5) + \left(r \frac{z \cos z}{\sin z} - \frac{r z^2}{\sin^2 z} \right) (-c_3) \right\} \dot{n} \equiv c_8 \dot{n}$$

$$\dot{u}_f = -\frac{\Delta}{2} \{ c_1 (-c_5) + c_2 (-c_3) \} \dot{n}$$

$$\dot{u}_j = \frac{1}{2} \frac{H}{L} \{ (1 + 4n^2) - 2n c_8 \} \dot{n}$$

$$\dot{u}_b = 2 \left[\frac{L}{2\Delta L} \frac{H}{L} + \frac{\Delta}{2} (c_1 c_5 + c_2 c_3) + \frac{1}{2} \frac{H}{L} \{ (1 + 4n^2) - 2n c_8 \} \right] \dot{n}$$

$$4 \quad r \neq 0 \quad 0 < n + \dot{n}$$

$$A-3 \quad \text{に同じ}$$

$$5 \quad r \neq 0 \quad n + \dot{n} < 0 \quad -\beta + (n + \dot{n})^2 < 1$$

$$A-5 \quad \text{に同じ}$$

ここに、

$$c_1 = r \frac{z^2}{\sinh^2 z} + \frac{z \cosh z}{\sinh z}$$

$$c_2 = r^2 \left(\frac{z^2}{z \sinh^2 z} + \frac{z \cosh z}{2 \sinh z} - \frac{z^3 \cosh z}{\sinh^3 z} \right)$$

$$c_3 = \frac{\Delta}{8} \frac{H}{L} \frac{L}{2\Delta L} \frac{\lambda^2}{z^2}$$

$$c_4 = \frac{r}{z \coth z + \frac{\Delta L}{L} z^2} \left(\frac{z^2}{\sinh^2 z} - \frac{z \cosh z}{\sinh z} + \frac{2\Delta L}{L} z^2 \right)$$

$$c_5 = - \left(\frac{16}{\Delta} \frac{1}{\lambda^2} \frac{L}{H} + \frac{r}{|n|} \right)$$

$$c_6 = - \left\{ z \frac{\cosh z}{\sinh z} + \left(r z \frac{\cosh z}{\sinh z} - \frac{r z^2}{\sinh^2 z} \right) c_3 \right\}$$

$$c_7 = - \frac{r}{z \cot z - \frac{\Delta L}{L} z^2} \left(\frac{z^2}{\sin^2 z} - \frac{z \cos z}{\sin z} + \frac{2\Delta L}{L} z^2 \right) c_3$$

$$c_8 = - \left\{ z \frac{\cos z}{\sin z} (-c_5) + \left(r \frac{z \cos z}{\sin z} - \frac{r z^2}{\sin^2 z} \right) (-c_3) \right\}$$

2.3 筋違の履歴特性

解析方法の妥当性を検討するため、材端に正弦波の変位を繰返し与えた場合の履歴曲線を示す。対象とする筋違の動力学特性は以下の無次元量により与えられる。

断面二次モーメントは部材の断面形状により定まり、i) 中央円断面(直径 H)、ii) 中空円断面(直径 H 、厚さ t)、iii) 矩形断面(材高 H 、幅 B) の形状をもつ長さ $2L$ の筋違を考えるとその細長比は次のように与えられる。

$$i) \quad \lambda = \frac{2L}{i} = 2L \sqrt{\frac{A}{I}} = 8 \frac{L}{H} \equiv c \frac{L}{H}$$

$$\text{ii) } \lambda = 4\sqrt{2} \frac{L}{H} \equiv C \frac{L}{H}$$

$$\text{iii) } \lambda = 4\sqrt{3} \frac{L}{H} \equiv C \frac{L}{H}$$

この節の解析では、 λ をパラメータとし、弾塑性ジョイントの有効幅と材長の比を $2\Delta L/L = 1/10$ 、部材の降伏耐力とヤング係数の比を $\sigma_T/E = 1.5 \times 10^{-3}$ とし、筋違弾塑性ジョイントの弾性限回転角は (4-16') 式の Δ に上記の値を代入して定める。 $\lambda = 50, 100, 150, 200$ に対応する座圧荷重 n_k 、弾性座屈時から塑性座屈に至るまでに生ずる部材角 r_k 及びその時の筋違の軸方向変位 u_{bk} を Table 4-1 に示す。

Table 4-1 Constants of buckling behavior of model bracing.

λ	50	100	150	200
n_k	2.3876	0.5969	0.2653	0.1492
r_k	0	5.7516	8.3058	8.7376
u_{bk}	0	0.0733	0.2292	0.3382

細長比 $\lambda = 50$ の場合は短柱に属し、弾性座屈を生じずに降伏するが、 λ が大きくなると小さい軸力で弾性座屈状態に達し、塑性座屈に至るまでの変形も大きくなる。なお、以下の数値例は、引張側弾性限変位を 100 分割し、その 2 倍の強制変位を与えたものである。

Fig. 4-3 は部材端相対変位 u_b を与えたときに生ずる軸方向力を示しており、 $\lambda = 50$ では圧縮側、引張側とも繰返しによるエネルギー消費量は大きく、繰返しによって消費能力は低下しないが、 $\lambda \geq 100$ では圧縮側耐力は次第に低下し、残留変形が増加する結果、同一の变形状態にある引張側の耐力も低下し、消費能力も小さい。 Fig. 4-4 は圧縮側と

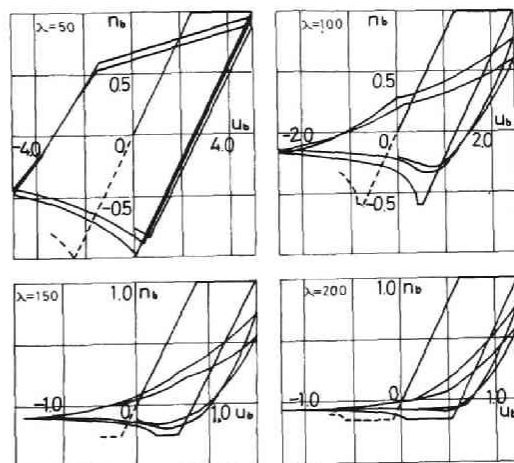


Fig. 4-3 $n-u_b$ relation of single brace.

引張側の筋違に作用する全水平力と水平変位の関係であり、 $\lambda=50$ を除き、1サイクルの繰返し変形の後、復元力は急激に劣化し、この種の筋違については S. C. Goel が採用した slip 型モデルのようにエネルギー消費能力が全く無いと仮定するのは解析を単純にはするが、適当でないことが判る。この傾向は弾塑性ジョイントにおける軸力と軸方向変形（弾性率）およびモーメントと相対回転角（弾性率）の関係でみると Fig. 4-5, 6 にみえるように、細長比 λ が大きい場合、軸力によって消費されるエネルギーは繰返し変形によって急激に減少するのに対し、モーメントと相対回転角との関係について消費されるエネルギーは逆に変化してゆき、あるいは、増加する傾向にあり、筋違のエネルギー消費のメカニズムを考える上で興味深い。なお、同図の横軸 \hat{u}_j は弾塑性ジョイントの軸方向弾性率であり、無次元変位 u_j とは次の対応にある。

$$\begin{aligned}\hat{u}_j &= \frac{U_j}{\Delta_b} = \frac{U_j}{\Delta L} \frac{\Delta L}{\Delta_b} \\ &= u_j \frac{\Delta L}{\Delta_b} \quad (4-41)\end{aligned}$$

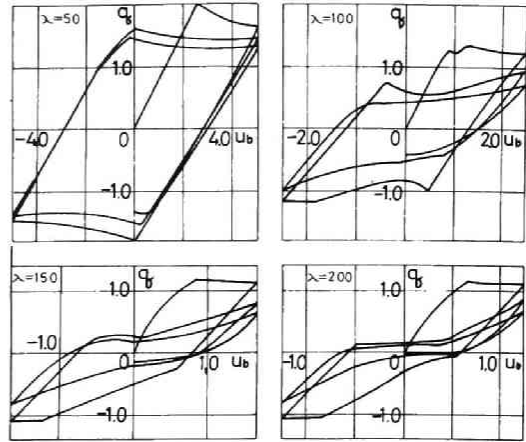


Fig. 4-4 $n-u_b$ relation of cross brace.

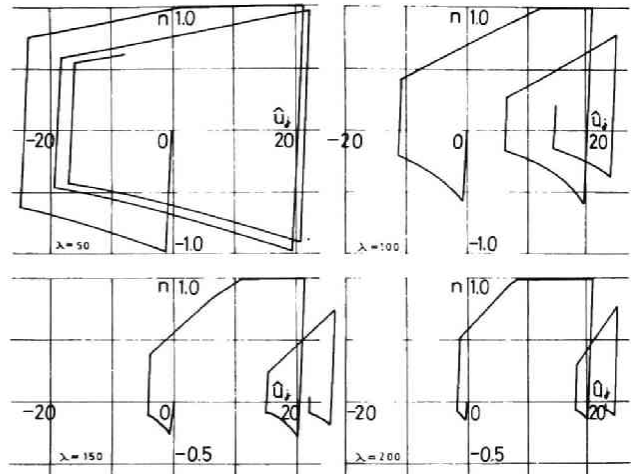


Fig. 4-5 $n-\hat{u}_j$ relation.

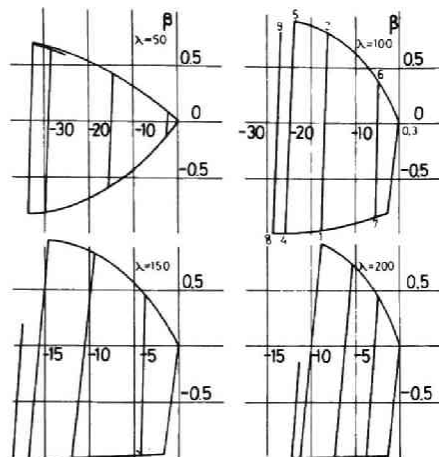


Fig. 4-6 $\beta-\theta$ relation.

Fig. 4-7 は全体の变形に対する部材の弾性变形 U_m 、幾何学的变形 U_f および弾性ジョイントの伸び变形 U_j の占める割合を示した図で $\lambda=50$ では幾何学的变形が小さく、 $\lambda=150$ では引張側において弾塑性ジョイントの变形が寄与し、圧縮側では幾何学的变形が大きくなる。また、1度繰返し履歴を受けた後は弾塑性ジョイントの伸び变形によって消費されるエネルギーは小さくなる事が判る。幾何学的变形のうち部材角によって生ずる变形 即ち、ジョイントの回転による变形の割合は λ の小さいほど大きく、 $\lambda < 150$ では、純粋の曲げ变形のみによる幾何学的变形は数パーセントであり $\lambda=200$ となると 30% に増加する。従って、細長比の小さい範囲では幾何学的变形を無視しても筋違の挙動と大略把握できると考えられる。Figs. 4-8, 9 は軸力と部材角、軸力と曲げモーメントの関係を示した図である。細長比 λ が大きい場合には、引張力が作用することによって、弾性域における变形が急激に減じられ、曲げモーメントも小さくなる事が判る。

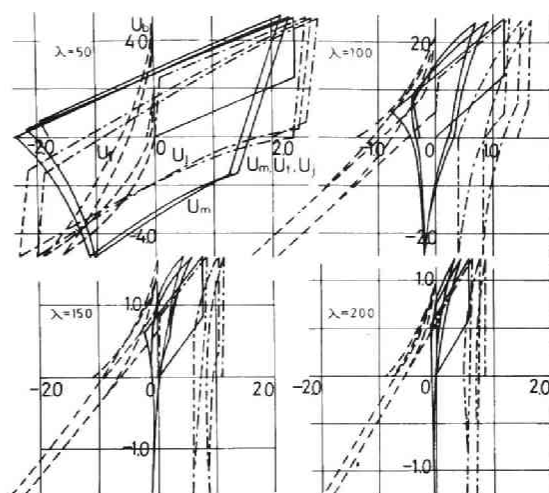


Fig. 4-7 u_b - u_m , u_f , u_j relation.

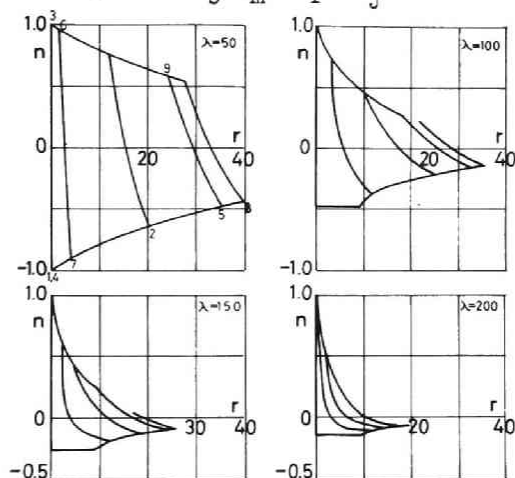


Fig. 4-8 n-r relation.

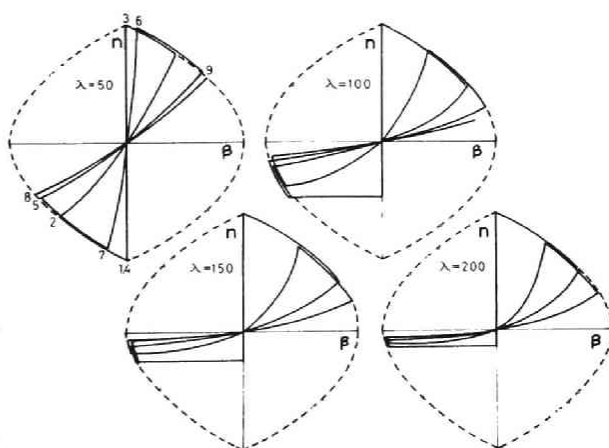
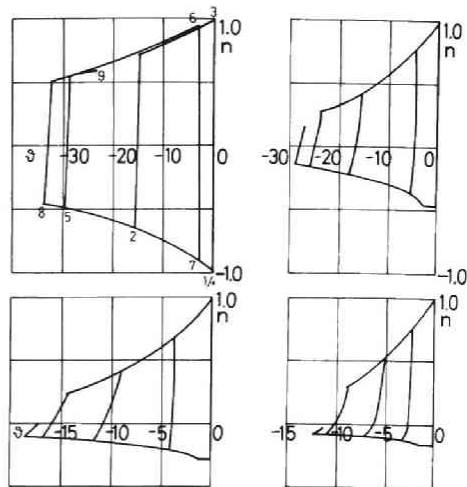


Fig. 4-9 β -n relation.

解される。塑性ヒンジ法による従来の解析法では、ヒンジにおける回転角増分は弾性域においては零であり、現実の連続的な変形性状を表現し得ないが、弾塑性ジョイントの概念を導入することによって、 λ が大きいほど、ジョイント相対回転角が大きいほど、弾性域における回転角の値も大きくなることを Fig. 4-10 に示している。

Fig.4-10 $n-\theta$ relation.

筋違の強度は、以上の図にみる如く、左縮側は細長比の増加とともに減少するが、それは、細長比が大きくなるとそれだけ弾性変位による変形が増加し、 $\lambda=200$ では引張側と左縮側の弾性限界変位は大差ないことが判る。

なお、ここで用いた常数は以下のものである。

$$\frac{\sigma_Y}{E} = \frac{3}{2} \times 10^{-3}, \quad \frac{2\Delta L}{L} = \frac{1}{10}, \quad \lambda = \frac{2L}{t} = 2L \sqrt{\frac{A}{I}} = \frac{L}{H} c \quad c = \begin{cases} 8 & \text{円筒断面} \\ 4\sqrt{2} & \text{円柱断面} \\ 4\sqrt{3} & \text{矩形断面} \end{cases}$$

$$\beta_K = 1.496129$$

$$\xi^2 = \frac{L^2}{EI} N = \frac{4L^2}{I/A} \cdot \frac{N}{4A\sigma_Y} \frac{\sigma_Y}{E} = \frac{\sigma_Y}{E} \cdot \frac{\lambda^2}{4} \frac{N}{N_Y} = \frac{3}{8} \times 10^{-3} \lambda^2 n, \quad \eta_K = \frac{8}{3} \times 10^3 \frac{\xi_K^2}{\lambda^2}$$

$$\Delta = \frac{M_Y}{EI} \Delta L = \frac{\sigma_Y}{E} \cdot \frac{2\Delta L}{L} \cdot \frac{L}{H} = \frac{3}{2} \times 10^{-4} \frac{\lambda}{c}$$

$$\beta_K = \frac{M_K}{M_Y} = 1 - \left(\frac{N_K}{N_Y} \right)^2 = 1 - \eta_K^2 = \frac{N_K R_K L}{M_Y} = \frac{\Delta}{8} \lambda^2 \frac{H}{L} \eta_K \gamma_K$$

$$\gamma_K = \frac{8}{\Delta} \frac{L}{H} \frac{1}{\lambda^2} \frac{1 - \eta_K^2}{\eta_K} = \frac{E}{\sigma_Y} \frac{L}{2\Delta L} \frac{8}{\lambda^2} \frac{1 - \eta_K^2}{\eta_K} = \frac{16}{3} \times 10^4 \frac{1}{\lambda^2} \frac{1 - \eta_K^2}{\eta_K}$$

$$u_f = \frac{U_f}{\Delta \cdot L} = -\frac{\Delta}{4} r^2 \left(\frac{\xi_K^2}{\sinh^2 \xi_K} + \frac{\xi_K \cosh \xi_K}{\sinh \xi_K} \right), \quad \eta = \frac{N}{N_Y} = \frac{2\Delta L}{L} \cdot \frac{L}{H} u_m \equiv \frac{\lambda}{60} u_m$$

$$u_{bK} = 2u_f = -\frac{\Delta}{2} r^2 \left(\frac{\xi_K^2}{\sinh^2 \xi_K} + \frac{\xi_K \cosh \xi_K}{\sinh \xi_K} \right), \quad \eta = \frac{E}{\sigma_Y} \Delta \frac{L}{2\Delta L} \cdot 2 \cdot u_f \equiv \frac{\lambda}{3} u_f$$

$$u_b = 2u_m + 2u_f = (120 + 6)\eta/\lambda,$$

また、次節に述べる架構基準量 \hat{n} , \hat{u}_b と本節の n , u_b とは次の関係にある。

$$\hat{n} = \frac{N}{B/H} = \frac{N_Y H}{B} \frac{N}{N_Y} \frac{N}{N_Y} = \frac{1}{H} \cdot \frac{A}{B} n, \quad \hat{u}_b = \frac{U_b}{\Delta L} = \frac{U_b}{\Delta L} \frac{\Delta L}{\Delta L} = \frac{\sqrt{5}}{2} \cdot \frac{3}{2} \times 10^{-1} \frac{\lambda}{c} u_b$$

3 筋違付架構の基礎運動方程式と解法

建築構造物の耐震要素としては鉄筋コンクリート耐震壁や鉄骨筋違およびその複合材などが考えられるが、ここでは簡単のため、前節に論じた両端回転支持の鉄骨筋違を想定する。基礎となる運動方程式は第2章に示した式の復元力の項に筋違による項が含まれた次式で与えられる。

$$\{a\} \frac{d^2}{dt^2} + \{b\} \frac{d}{dt} + \{c\} \{y\} + \{c_b\} \{n_b\} = -\{a\} \{y\} \alpha \cdot \alpha(z) \quad (4-42)$$

ここに、 $\{n_b\} = \{N_b\} H / E$ は筋違に作用する軸力、 $\{c_b\} = \{c_b\} L / H$ は係数マトリックスの無次元表式であり、その他、特記なき記号はオ=章と同一である。

(2-15)式に相当する無次元軸力は筋違による項が含まれ、また、筋違の軸方向変形 $\{\delta_b\}$ は架構、すなわち、筋違節点の水平変位 $\{y\}$ と鉛直変位 $\{z\}$ によって次のように表現される。

$$\{n\} = \{c\} \{y\} + \{c_b\} \{n_b\} \quad (4-43)$$

$$\{\delta_b\} = \{d_1\} \{y\} - \{d_2\} \{z\} \quad (4-44)$$

(4-44)式の筋違軸方向変位は $\{\delta_b\} = \{\Delta_b\} / \Delta L$ で無次元化され、前節で表現された筋違の軸力と軸方向変位 $\tilde{n}_b = N_b / N_T$ 、 $\tilde{\delta}_b = \Delta_b / \Delta L$ とは次式の対応を示す。

$$\{n_b\} = \frac{\bar{N}_T H}{E} \frac{N_T}{N_T} [a_b]_d \{\tilde{n}\} = \frac{1}{\mu} \cdot \frac{A_b}{A} [a_b] \{\tilde{n}\} \quad (4-45)$$

$$\{\delta_b\} = \frac{L_b}{L} [\delta]_d \{\tilde{\delta}\} \quad (4-46)$$

ここに、 A_b/A は基準筋違と基準柱の断面積比、 $[a_b]$ は基準筋違に対する任意筋違の断面積比を求めるアイマゴナルマトリックス、 $[\delta_b]$ は各筋違の断面形状より定められる筋違弾塑性ジョイントの弾性同軸角と架構の基準ジョイントにおける弾性同軸角との比を対角要素にもつマトリックスである。 L_b は筋違の長さとする。想える建築架構をFig 4-11とすると上式に代入したマトリックスは次のように与えられる。下式における $[J]$ は(2-33)式に示されている。

$$[c_b] = \frac{L}{H} \cos \theta [J]^T - [J]^T \quad (4-47)$$

$$[c_b] = \sin \theta \begin{bmatrix} [J]_1 & -[J]^T \\ -[J]^T & [J]_1 \end{bmatrix} \quad [J]_1 = \begin{bmatrix} 0 & 1 & 1 & 1 \\ 0 & 0 & 1 & 1 \\ 0 & 0 & 0 & 1 \\ 0 & 0 & 0 & 0 \end{bmatrix} \quad (4-48)$$

$$[d_1] = \cos \theta \begin{bmatrix} [J] \\ -[J] \end{bmatrix} \quad (4-49)$$

$$[d_2] = \sin \theta \begin{bmatrix} [J_2] & -[I] \\ -[I] & [J_2] \end{bmatrix} \quad [J_2] = \begin{bmatrix} 0 & 0 & 0 & 0 \\ 1 & 0 & 0 & 0 \\ 0 & 1 & 0 & 0 \\ 0 & 0 & 1 & 0 \end{bmatrix} \quad (4-50)$$

筋違の軸力と変形の関係は、一般には、圧縮力による座屈および引張力による降伏を生じ、Fig. 4-4 に示すように変形と変形速度の間数として(4-51)式で与えられるが、微小変形領域においては(4-52)式の線形関係が成立する。

$$\{n_b\} = \{\varphi_b(\delta_b, \dot{\delta}_b)\} \quad (4-51)$$

$$\{n_b\} = [f_n]\{\delta_b\} \quad (4-52)$$

ここに、

$$[f_n] = \frac{2E\kappa_0}{R} \cdot \frac{1}{\mu} \cdot \frac{L}{H} \cdot \frac{A_b}{A} \sin \theta [a_b] \quad (4-53)$$

微小弾性領域における逆対称変形と(2-15)式の第1式を合せ考慮すると、弾塑性ジョイントの曲げモーメント $\{\beta\}$ 、柱軸力 $\{n\}$ と軸方向変位 $\{\eta\}$ は次式で与えられる。

$$\{n\} = [e]\{\beta\} + [e_b][f_n]([d_1]\{\eta\} - [d_2]\{\eta_2\}) = ([I] - [f_b][b_n])^{-1} [f_5]\{\eta_2\} \quad (4-54)$$

$$\{\eta_2\} = ([I] - [f_b][b_n])^{-1} [f_5] + [e_b][f_n][d_2]^{-1} ([e]\{\beta\} + [e_b][f_n][d_1]\{\eta\}) \\ \equiv [Q_1]\{\beta\} + [Q_2]\{\eta\} \quad (4-55)$$

$$\{\beta\} = ([I] - [f_2][L][Q_1] - [f_a][b_n])^{-1} ([f_1] + [f_2][L][Q_2])\{\eta\} \\ \equiv [B]\{\eta\} \quad (4-56)$$

$$\{n_b\} = ([f_n][d_1] - [f_n][d_2]([Q_1][B] + [Q_2]))\{\eta\} \quad (4-57)$$

以上の諸式を(4-48)式に代入すると次式の固有値方程式が得られる。

$$\Delta_c(s) = \det. ([a]s^2 + [b]s + [\bar{c}]) = 0 \quad (4-58)$$

ここに、

$$[\bar{c}] = [c][B] + [c_b][f_n]([d_1] - [d_2]([Q_1][B] + [Q_2])) + [n_s] \quad (4-59)$$

であり、 $[\bar{c}]$ の対称性はMaxwellの相互定理により証明される。

$$\begin{aligned}
 [B] &= [C][d_1]^{-1} \\
 [f_1]([d_1]^{-1}[d_2][C][B] + [C_2]) &= [C][f_1]^{-1} \quad [f_1] = [f_1]^T
 \end{aligned} \quad (4-60)$$

(4-42) 式に $\{\dot{y}_1\}$ を代入して、エネルギー平衡式を求めると、運動エネルギー、速度 \dot{E}_k と減衰による消散エネルギー、速度 \dot{E}_{dv} は (2-36), (2-37) 式と同様であり、弾塑性エネルギー、速度 \dot{E}_p は以下の二つと分類される。(2-13), (4-44) 式より

$$\begin{aligned}
 \dot{E}_p &= \{\dot{y}_m\}^T [C] \{\beta\} + \{\dot{y}_m\}^T [C_b] \{n_b\} \\
 &= \{\beta\}^T [C] ([C] [d_1])^{-1} [C] \{\beta\} - \{\dot{y}_2\}^T [C_2] [C_2]^{-1} [C] ([C] [d_1])^{-1} [C] \{\beta\} \\
 &\quad - \{\dot{y}_1\}^T [C_1] [C_1]^{-1} [C] ([C] [d_1])^{-1} [C] \{\beta\} + \{\dot{y}_b\}^T [C_b] [C_b]^{-1} ([C_b] [d_b])^{-1} \\
 &\quad [C_b] \{n_b\} + \{\dot{y}_2\}^T [d_2] [C_b]^{-1} ([C_b] [d_b])^{-1} [C_b] \{n_b\}
 \end{aligned} \quad (4-61)$$

(2-39) ~ (2-41) 式から、上式右辺第3項は $\{\dot{y}_1\}^T \{\beta\}$, $[f_1][d_1] = [f_1]^T [C_b]$, $[C_b][d_b][d_b] = [C_b][f_1][C_b]^T$ より右辺第4項は $\{\dot{y}_b\}^T \{n_b\}$ となり、また、右辺第2項及び第5項は次のように回転軸によるポテンシャルエネルギーを表わす。

$$\begin{aligned}
 & - \{\dot{y}_2\}^T [C_2] [C_2]^{-1} [C] ([C] [d_1])^{-1} [C] \{\beta\} \\
 & + \{\dot{y}_2\}^T [d_2] [C_b]^{-1} ([C_b] [d_b])^{-1} [C_b] \{n_b\} \\
 & = \{\dot{y}_2\}^T [C] \{\beta\} + \{\dot{y}_2\}^T [C] [C_b] \{n_b\} \\
 & = \{\dot{y}_1\}^T [f_1] [C] \{\beta\} + \{\dot{y}_2\}^T [f_2] [C] \{n_b\}
 \end{aligned} \quad (4-62)$$

結局 (4-61) 式は次のようなエネルギー-速度を表わす。

$$\dot{E}_p = \dot{E}_{pm} + \dot{E}_{pmj} + \dot{E}_{pn} + \dot{E}_{pnj} + \dot{E}_{pb} \quad (4-63)$$

ここで、

$$\dot{E}_{pm} = \{\dot{y}_1\}^T [C] ([C] [d_1])^{-1} [C] \{\beta\} : \text{曲げモーメントによる部材の弾性エネルギー-速度} \quad (4-64)$$

$$\dot{E}_{pmj} = \{\dot{y}_1\}^T \{\beta\} : \text{曲げモーメントによる弾塑性ヒステリシスの弾塑性エネルギー-速度} \quad (4-65)$$

$$\dot{E}_{pn} = \{\dot{y}_2\}^T [f_2] [C] \{n_b\} : \text{軸力による部材の弾性エネルギー-速度} \quad (4-66)$$

$$\dot{E}_{pj} = \{\dot{\delta}_m\}^T [c_2] [c_3] [c_4] \{\dot{u}\} m_j \quad : \text{軸力による弾塑性シヨイントの} \quad (4-67)$$

弾塑性エネルギー速度

$$\dot{E}_{pb} = \{\dot{\delta}_b\}^T \gamma m_b \quad : \text{筋違の弾塑性エネルギー速度} \quad (4-68)$$

∴ のとき、架構への伝達エネルギー速度は (2-61) 式と類似の次式で与えられる。

$$\dot{E}_{t1} = -\dot{\gamma} (p_1 + g_{f1} + g_{b1}) \quad (4-69)$$

∴ に、 g_{f1} , g_{b1} は frame 及び brace に与える基準層の応答せん断力である。

筋違は架構における重力による軸力は (2-115) 式のように一意的には定まらず、架構が降伏する時点で、引張側筋違が降伏耐力を保持しつつ変形し、圧縮側筋違は弾性応力耐力を保持していると仮定して、基準層における降伏耐力を次式で与える。

$$Q = \bar{M} \sum m_i g_s = \frac{2\bar{B}(1+\beta)}{L} + \cos\theta (A_b \sigma_y + \frac{\pi^2}{4} E A_b (\frac{1}{L})^2) \quad (4-70)$$

従って、重力による無次元軸力は次式となる。

$$m_1 = \frac{N}{B/H} = \frac{\bar{M} \sum m_i g_s}{2} \frac{\bar{H}}{B} = \frac{1+\beta}{s} \frac{\bar{H}}{L} + \frac{\cos\theta}{2s} \frac{\bar{N}_y \bar{H}}{B} \frac{A_b}{A_0} + \frac{\pi^2 \cos\theta}{8s} \frac{2EK_0}{\bar{H}} \frac{1}{\bar{H}} \frac{L}{\bar{H}} \frac{A_b}{A_0} \frac{1}{\lambda^2 \Delta} \quad (4-71)$$

∴ に、 $\lambda = L/\bar{L}$ は筋違の細長比、 A_b, A_0 は筋違と基準部材の断面積である。

以上の諸式より、部材と筋違の断面形状、架構形式が定まれば、base shear 係数 s と基準弾塑性シヨイントの弾性限回転角 Δ を設定することにより、無次元軸力が確定する。

4 筋違付架構の弾性応答特性

4.1 序

筋違をもつ架構の弾性地震応答は架構の固有振動数と固有モードを知れば、通常の架構と同様、重ね合せによって解が得られるため、この種の研究は比較的少なく筋違のない架構との比較あるいは筋違の配置形式の相異が架構の動特性に及ぼす影響を明らかにするなどの研究が大半であり^{2,3)}、筋違をもつ架構の各部材に適正な動力学特性を与えるための基本的な弾性応答性状は未だ十分に把握されていない。

本節においては、第2章に採用した架構と同じ7層1張間架構を対象として、両端部が単純支持された筋違が各層に配置されている構造物モデルが、定常ランダム入力を受けた場合の各部材と筋違の靱性率、相対変位、負担せん断力などの二重平均値応答から、筋違の存在が架構を構成する部材の応答に与える影響を明らかにするとともに、筋違の適正な配置計画と動特性分布の適正化について検討し、次節において検討される弾塑性非定常応答のための基礎的資料を提供する。

4.2 構造物モデルと入出力

解析の対象とする筋違付架構モデルは Fig. 4-11 に示すように、両端が単純支持された X 型筋違を各層にもつ 7 層 1 張間架構であり、筋違を除く架構は第2章と全く同じモデルである。この節では弾性応答について検討するために、筋違は左縮力、引張力とも有効に働き、座屈や降伏は生じないものと仮定する。架構モデルの動力学特性を表わすパラメータとして、新たに、架構の剛性と筋違の剛性を関係づける、基準部材の断面積 \bar{A} と基準筋違の断面積 \bar{A}_b との比 $\alpha_b = \bar{A}_b / \bar{A}$ 、および筋違の断面積分布 $\alpha_b = A_b / \bar{A}_b$ を導入する。そのとき、 i 層の無次元せん断力は次式で与えられる。

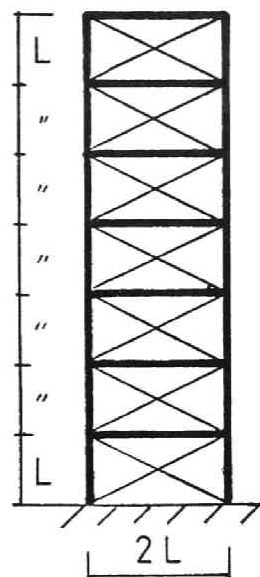


Fig.4-11 Model with brace.

$$\beta_b = \frac{Q_b}{B/L} = -2(\beta_{bt} + \beta_{br}) + 2\cos\theta \frac{L}{H} n_b \quad (4-72)$$

ここに、 n_b 、 $N_b \cdot H/B$ は筋違を生ずる軸方向力の無次元量、 H は基準部材の部材長である。筋違の剛性分布を (2-103) 式で与え、構造指数 $\nu_b = 1.5$ 、 $\lambda_b = 0, 0.2, 0.4, 0.6, 0.8$ とし、断面質量比 $\xi = 0.005, 0.01, 0.02, 0.05, 0.1, 0.2$ を採用するが、 $\xi = 0$ は筋違のない場合に相当し、 $\xi = 0.1$ のときの基準層弾性限せん断力の架構と筋違の分担比は

$$\beta_1 = 2(1 + \beta) + \cos\theta \cdot \frac{N \cdot H}{B} \cdot \frac{L}{H} 2\xi \quad (4-73)$$

より、 $\mu = 0.25$ 、 $L/H = 20/3$ 、 $\cos\theta = 2/\sqrt{5}$ のとき、 $\beta = 0.6$ に対して $1:1.49$ 、 $\beta > 1$ に対して $1:1.19$ となる。前節の筋違の履歴特性にみるように、細長比入の大きい筋違の挙動は座層荷重以上の力に繰り返し登げにとき、耐力、剛性が急激に劣化するため、筋違を座層のない弾性部材と仮定したときのせん断力分担比よりも現実の構造物の筋違の負担するせん断力はかなり低下することが予想される。

筋違を含む架構の弾性限界は、細長比によって異なるが、かなり小さく、非定常確率入力に対する弾性応答は重要な意味を持たないと考えられるため、弾性応答については定常ランダム入力に対する二乗平均値応答による定性的な応答性状に注目して、以下の無次元応答量を主要出力として選定する。

$$\{\gamma_b\} = [S_b]_d^{-1} \{\Delta_b\} \quad (4-74)$$

$$\{\gamma_j\} = [S_j]_d^{-1} \{\Delta_j\} \quad (4-75)$$

$$\{\eta_r\} = \frac{[J]}{\Delta L} \{X_r\} \quad (4-76)$$

$$\{\beta\} = \{\beta_j\} + \{\beta_b\} = \frac{\{Q_j\}}{B/L} + \cos\theta \frac{L}{H} \frac{\{N_b\}}{B/H} \quad (4-77)$$

ここに、 γ_b 、 γ_j は筋違および弾塑性ジョイントの相対変位応答、 β_j 、 β_b は架構および筋違の負担せん断力応答、 η_r は相対変位応答のそれぞれ無次元表示である。

4.3 筋違付架構の弾性動力学特性

筋違付架構の無次元基本固有振動数を Fig. 4-12 に示す。筋違と柱の基準断面積比を横軸にとり、架構と筋違の剛性分布を与える λ_c 、 λ_b をパラメータとして、梁剛

性の大きい、 $\bar{\beta}$ 値と小さい $\bar{\beta}$ 値との場合について固有振動数を比較すると、梁剛性の小さいほど $\bar{\beta}$ の影響は大きい。 $\bar{\beta} > 0.1$ では筋違断面積によって固有振動数が分配されるが、筋違、柱の剛性分布の影響は微小であり、 $\bar{\beta}$ が小さいとき柱、梁の大きいとき筋違の剛性分布による影響が現れる。 $\bar{\beta}$ が大きくなり、筋違断面積が増加すると当然固有振動数は大きくなるが、基準層の抵抗せん断力が等しくなるように筋違のない架構のせん断力を1として換算すると必ずしも筋違付架構の剛性が大きくなるとは限らないことが Fig. 4-13 より判る。即ち、梁剛性の小さい $\bar{\beta} = 0.6$ のとき、筋違は全体の剛性を高める作用とあるが、梁剛性が大きく、筋違断面積が相対的に大きくなると相対的な剛性は低下し、筋違による曲げ変形の増加することが明らかとなる。

Fig. 4-14 には架構の2次振動数と基本振動数の比を示す。 $\bar{\beta}$ が小さい場合には梁剛性の大きい架構モデルの方がせん断型のモードに近く、 $\bar{\beta}$ が大きくなると曲げ型のモードが卓越するようになる。

Fig. 4-15 は架構モデルの基準モードを示した図である。筋違断面積が大きい $\bar{\beta} = 0.2$ の場合に曲げ変形が大きく、梁柱強度比 $\bar{\beta}$ はモード形にそれほど影響を与えないことが判る。

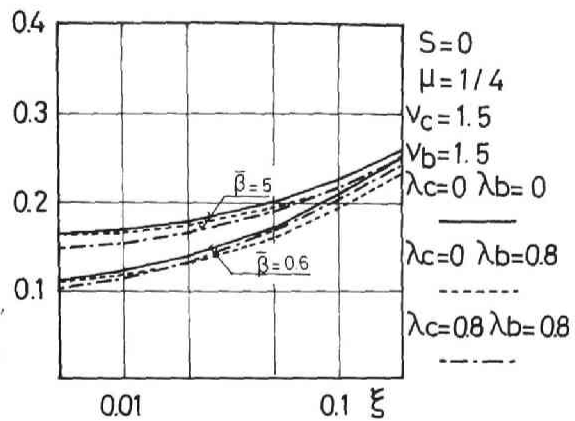


Fig. 4-12 Fundamental frequency.

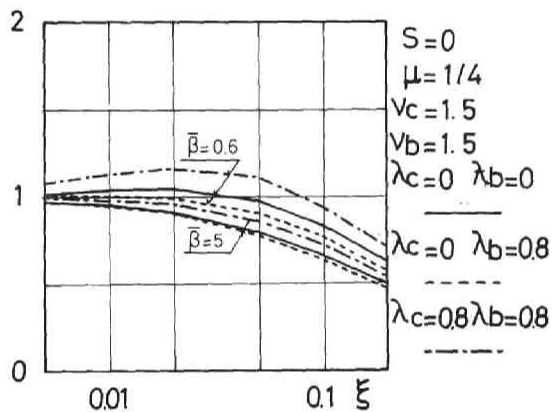


Fig. 4-13 Frequency ratio of braced frame to bare frame.

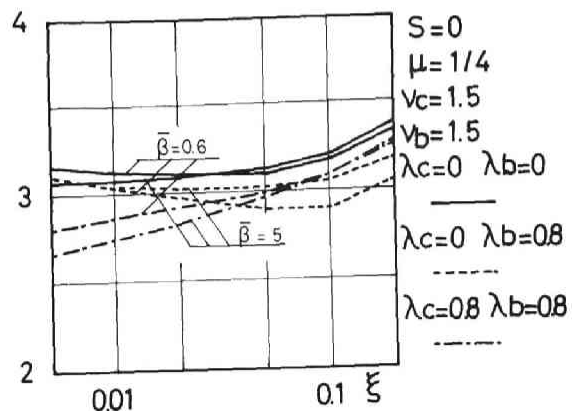


Fig. 4-14 Frequency ratio of 2nd to 1st mode.

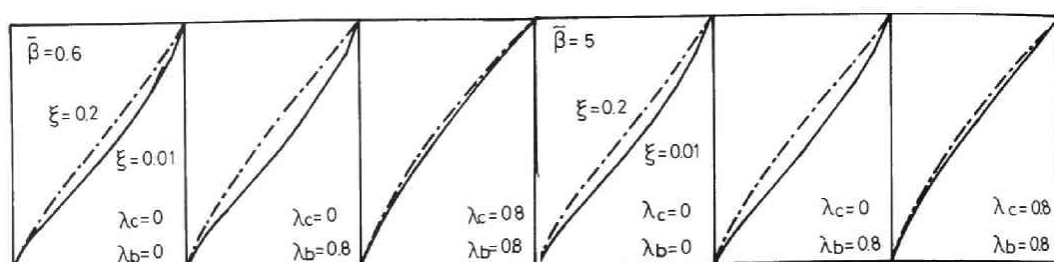
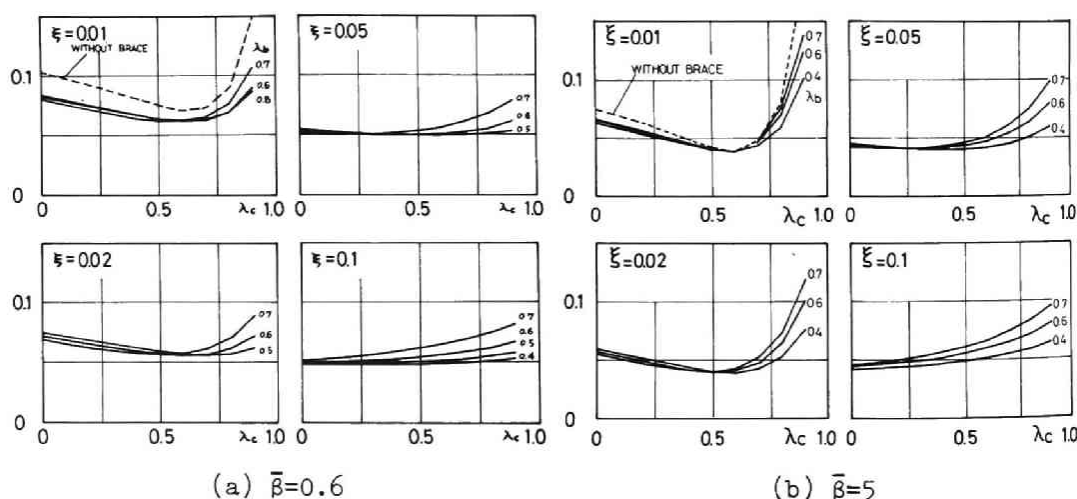


Fig. 4-15 Fundamental mode of braced frame.

4.4 弾性応答特性と筋違の基本配置計画

Figs. 4-16 ~ 20 は筋違付架構に定常ランダム入力が作用したときの二乗平均値応答である。横軸に柱の構造指数 λ_c とし、筋違の指数 λ_b をパラメータとして、各層相対変位、筋違靱性率、軸力と曲げモーメントの相互作用を考慮した柱ジョイントの靱性率および梁ジョイントの靱性率に対する空間的なばらつきの程度を示す (2-¹¹²/₅₃) 式で表わされる値を縦軸にとって Figs. 4-16 ~ 19 に示したが、図中点線は第2章と同じ筋違のない場合の応答である。相対変位応答は筋違の断面積が増加するほど、即ち、 ξ が大きいほど、柱の剛性分布の影響は小さくなり、^柱筋違の剛性と均一な分布に近づけても、なお、ばらつきを最小にする分布は存在しない。この結果は、筋違付架構では、柱部材の軸方向力が増加するために架構全体の回転変形が大きくなり、柱剛性を一様分布に近づける方法では、上層部の相対変形を抑止できないことを示している。一方、局所的な応答である筋違の靱性率応答は Fig.



(a) $\bar{\beta} = 0.6$

(b) $\bar{\beta} = 5$

Fig. 4-16 Deviation of relative displacement.

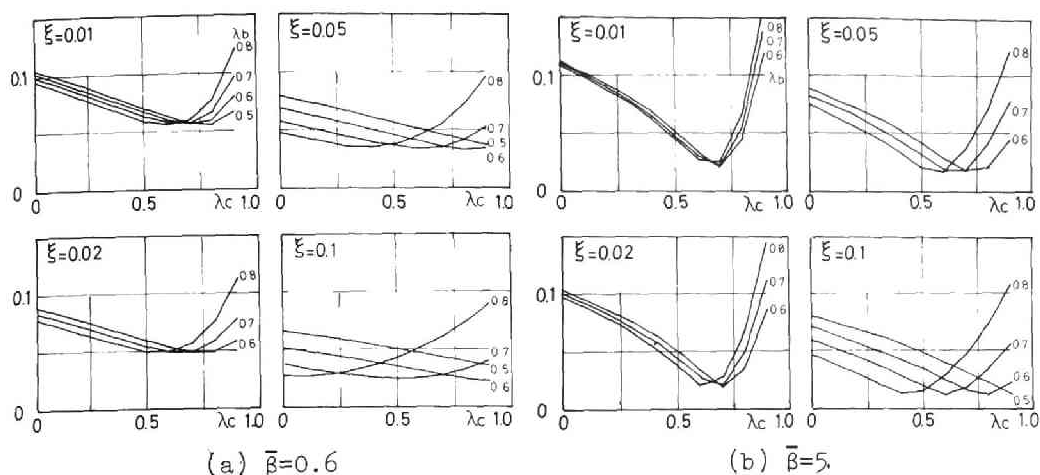


Fig.4-17 Deviation of ductility ratio of bracing.

4-17にみるように、筋違断面積が小さい $\xi=0.01, 0.02$ のときは筋違分布の影響は小さく、筋違のない梁構の柱の適正分布である $\lambda_c=0.7$ の近傍で筋違の応答のばらつきも小さくなるが、 $\xi=0.05, 0.1$ のように筋違断面積が増加すると、特に、梁剛性の小さい梁構に対して、柱剛性分布の影響は小さくなり、 $0.6 < \lambda_b < 0.7$ のとき最もばらつきが小さくなる。このように筋違応答のみを対象とすれば、 λ_c, λ_b の適正值はいくつかの組合せとして選択し得る。たゞ、筋違は一般に在屈を伴う最も弱い部材であることを考えると、柱の応答分布も同時に考慮する必要があるために、Fig. 4-18に柱ジョイントの靱性率応答を示す。柱の応答分布は筋違を加

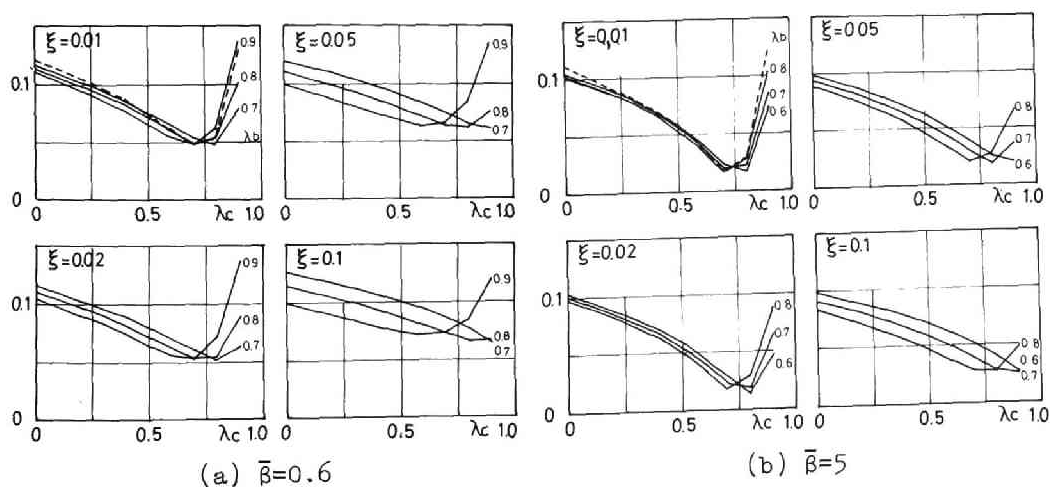


Fig.4-18 Deviation of ductility ratio of column joint.

なることにより強く要請され、例
 えば、 $\bar{\beta}=0.6$ 、 $\xi=0.1$ のとき、 $\lambda_b=$
 0.6 、 $\lambda_c=0.9$ で筋違応答は一樣と
 なるのに対し、柱応答は $\lambda_b=0.7$
 のとき 即ち、筋違の上層部剛性を
 より小さくしたときにばらつきが小
 さくなる。梁剛性の大きい $\bar{\beta}=5$ の
 架構ではこの傾向は小さくなるが、
 それでも、 $\lambda_b=0.8$ のとき、筋違

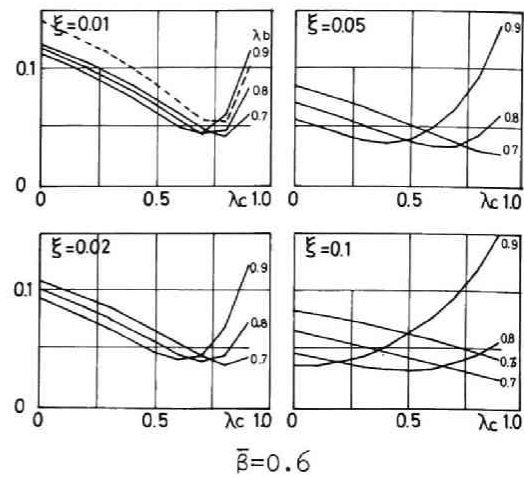
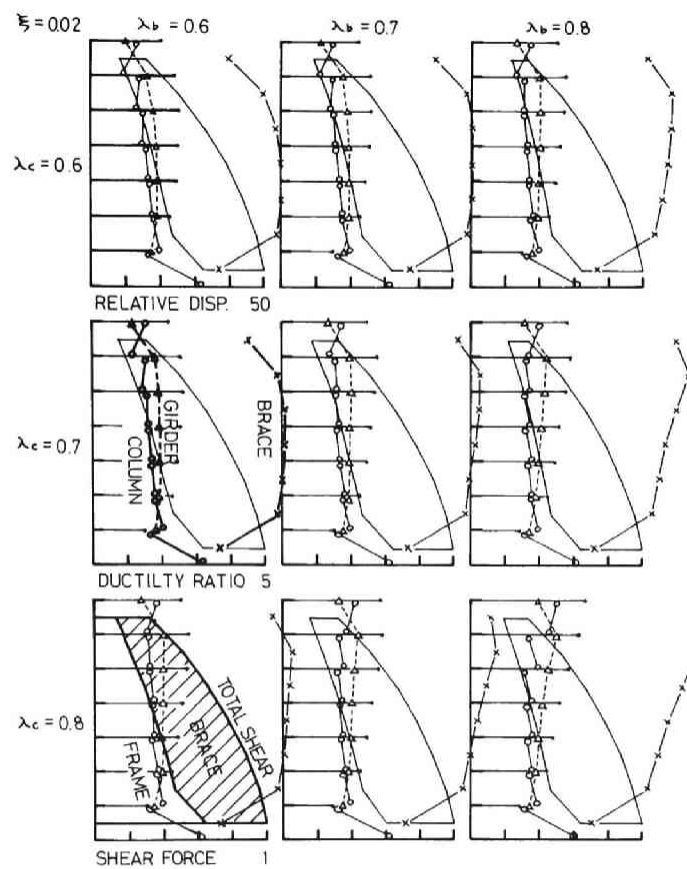


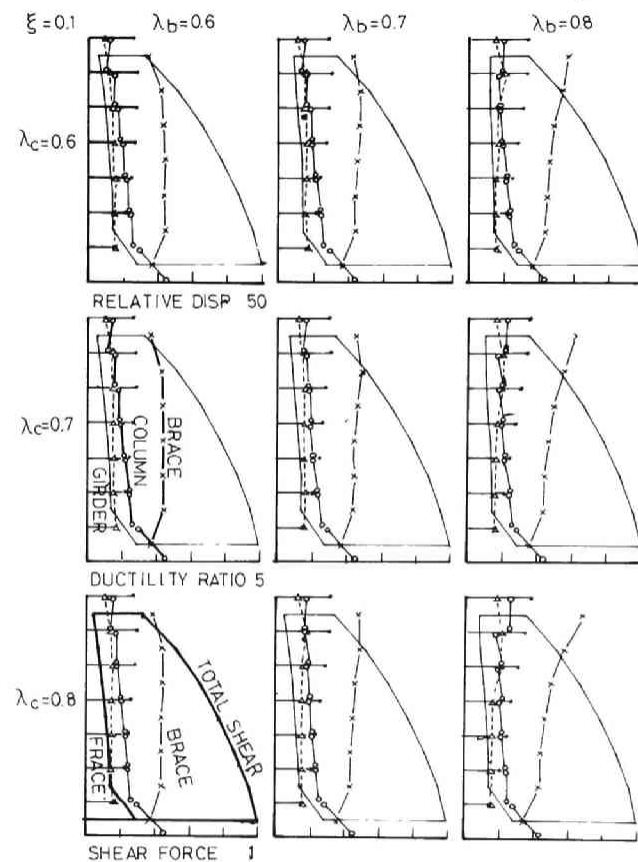
Fig.4-19 Deviation of ductility ratio of girder joint.

は $\lambda_c=0.5$ に対し、柱は $\lambda_c=$
 $0.7 \sim 0.8$ のときばらつきが小さく
 なる。Fig. 4-19 には梁ジョイントの応答分布を示す。梁の応答は柱の応答と類
 似しているが $\xi \geq 0.05$ のときに顕著なように、同じ筋違の分布に対し上層で
 は梁の強度を大きくする必要のあることが判る 即ち、筋違断面積が小さくなると
 柱に生ずる軸力が増し、下層部の柱を強くする必要があるので、梁の軸力の影
 響を受けないため、上層の筋違強度が小さい場合には上層梁の強度を大きくしなけ
 ればならないことを意味している。このように、筋違と柱および梁の応答を同時に
 一樣化することは困難であるが、 $\xi \leq 0.02$ では $\lambda_c=0.7$ のとき $\lambda_b=0.8$ 、
 0.9 で柱梁が一樣応答、 $\lambda_b=0.6$ で筋違応答が一樣となり、上層の筋違を若干強
 くするのが望ましいが、 $\xi \geq 0.05$ では $\lambda_b=0.7$ として筋違応答を一樣にするよ
 うに $\lambda_c=0.6$ とすれば、柱梁の応答は下層部が大きくなる傾向を示し、筋違の座
 屈を考慮した最終的な適正分布と定めることが望ましいと考えられる。

以上の応答分布のうち、各部の応答を比較的一様化するとみられる構造指数の範
 囲 $0.6 \leq \lambda_c \leq 0.8$ 、 $0.6 \leq \lambda_b \leq 0.8$ を対象に、各種の応答分布を Fig. 4-20 に
 示す。四中、—●印は相対変位応答分布、—○—、△—△、×—×印はそれぞれ、
 柱、梁、筋違の靱性率応答分布、実線はせん断力応答分布であり、その左側半分は
 架構の受け持つせん断力分担比、右側半分は筋違の持つせん断力分担比である。
 $\bar{\beta}=0.6$ の場合、柱脚が固定されているため、最下層筋違の負担せん断力比は小さ
 く、靱性率応答の平均値も小さくなるが、 ξ が大きくなると柱軸方向力が増加して

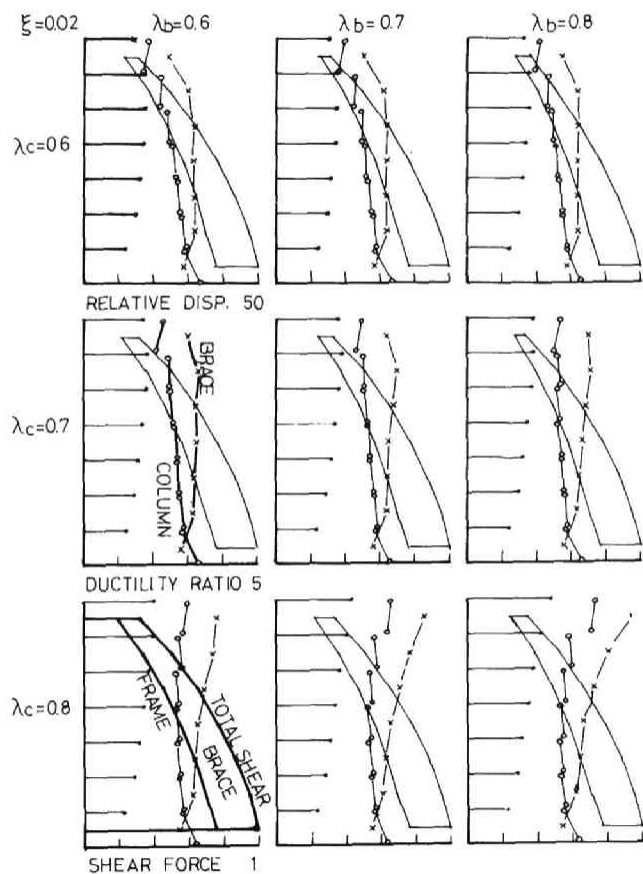


(a) $\bar{\beta}=0.6, \xi=0.02$

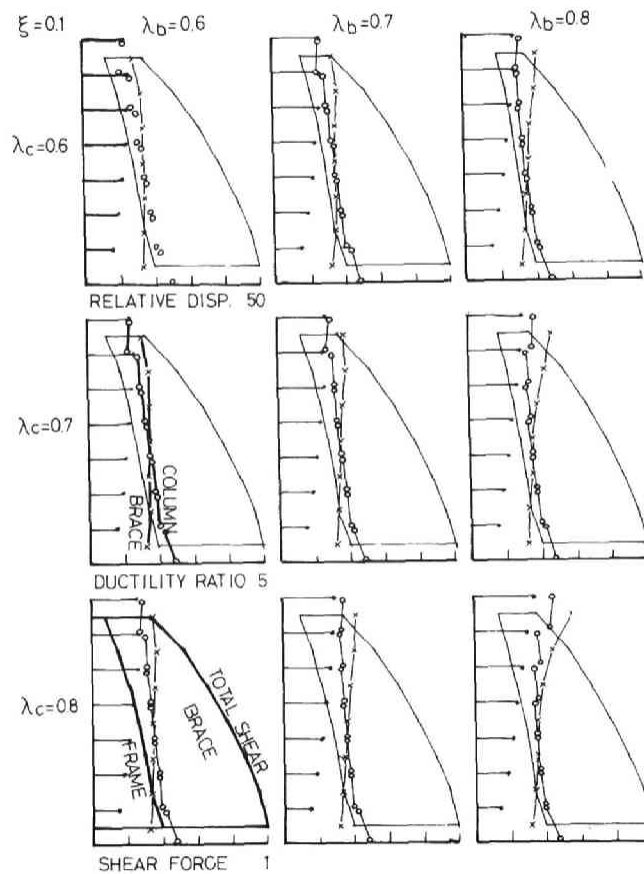


(b) $\bar{\beta}=0.6, \xi=0.1$

Fig.4-20 Distribution of relative displacement, ductility ratios and shear force ratio: $s=0, \mu=0.25, v_c=v_b=1.5$



(c) $\bar{\beta}=5$, $\xi=0.02$



(d) $\bar{\beta}=5$, $\xi=0.1$

Fig.4-20 Continued.

1層柱脚が最初に塑性域に達する。 γ が小さい場合には2層の層における筋違の平均塑性応答が柱梁の応答より大きく、耐震要素が最初に降伏する理想的な変形状態になるが、中間層の筋違の応答を抑制するため、 γ の値を 1.5 より大きくとる必要がある。梁剛性の大きい $\gamma = 5$ の場合には筋違の負担せん断力は小さくなり、柱脚固定度の影響も減少する。また、 $\gamma = 0.02$ のときには最下層柱脚は応答が大きくなるため、第2章で検討したごとく固定点の強度を大きくとるなどの工夫を要する。勿論、筋違の存在によって、それだけ、架構の負担せん断力も減少するのは当然であり、たとえば、 $\gamma = 0.02$ に対する柱脚塑性応答の平均値が 3.2 であるのに対し、 $\gamma = 0.1$ の場合には 2.4 となり、筋違が有効に働いていることが判る。筋違付架構の層せん断力分布は、筋違断面積の大小に拘らず、最上層と最下層のせん断力比が 0.3 ~ 0.35 の範囲にあり、久徳が指摘し、その後耐震規定として検討されつつあるように、せん断力分布係数は構造物の性質を定む難しい応答量と云える。以上の結果には、重力による初期条件は含まれておらず、それを考慮すると柱、梁部材と架構部材は筋違材に比し、さらに不利な応答を示すと考えられる。また、多層間架構における境界梁の影響も大きいと予想されるが、これらの諸点については今後の検討を深たねばならない。

5 筋違付架構の弾塑性地震応答

5.1 序

筋違を含む架構の弾塑性動特性は筋違が短柱に近く座屈を生じ難い部材で構成されているような場合には前節で述べた弾性範囲の動特性によって応答が影響を受けることになるが、第2節にも述べた如く、筋違部材の細長比が大きくなるとその耐力が急激に低下し、復元力特性が *slip* 型に近い特性とす。このような異種の復元力特性をもつ部材から構成される筋違付架構の座屈を考慮した地震応答に関する研究は非常に少なく、S.C. Goel, R.B. Hanson は圧縮側筋違の耐力を無視して空間 *slip* する復元力特性を仮定した筋違付架構の解析を行ない⁵⁾、筋違付架構は相対変形を減らさせること、梁や柱などの靱性率を低下させることなどを指摘している。五十嵐らは塑性設計された筋違付架構について、筋違の座屈後の挙動とも含めた応答解析の一例を示し、塑性設計法の妥当性と相対回転角の一意性から論じている。¹³⁾ 先述の如く、架構の安全性は相対変位や相対回転角の一意性のみから論じ得ないことや固有の周波数特性をもつ外乱を対象にその応答結果と比較する場合には、入力地震動と構造物の周波数特性の関係と明らかにする必要があることなどを考えれば、これらの解析では充分でなく、外乱と構造物の周波数特性と強度との相対を考慮した上で筋違付架構の応答特性と適正動力特性分布について検討する必要がある。

本節では、第2章および第4章⁴⁾において対象とした構造物と同じ7層1張間架構の各層に X 型の筋違を含む構造物モデルに注目し、筋違と柱の断面積比、筋違の細長比をパラメータとする応答を求め、第2章における筋違のない架構の応答結果と比較検討するとともに、筋違付架構の弾性応答より得られた動力特性分布の適正値を弾塑性応答結果と参照して筋違の適正な配置計画について検討する。

5.2 筋違付架構の弾性限せん断力と外乱強度

Fig. 4-11 に示した構造物モデルの基準層弾性限せん断力を筋違の座屈耐力を考慮して次式で与える。

$$Q = \frac{2B(1+\beta)}{L} + \cos\theta(N_T + N_K) \quad (4-78)$$

ここに、 N_T , N_K は筋違の引張り降伏耐力および弾性または塑性座屈耐力であり、

$$N_T = \frac{A_b \sigma_T}{A \sigma_T} \cdot \frac{N_T}{B/H} \cdot \frac{L}{H} \cdot \frac{B}{L} = \frac{1}{\mu} \cdot \frac{L}{H} \cdot \frac{B}{L} \quad (4-79)$$

$$N_k = \frac{z_k^2 E I}{4 L^2} \cdot 4 = \frac{z_k^2 E}{\sigma_T} \left(\frac{1}{2L} \right)^2 \cdot 4 N_T \quad (4-80)$$

から $z_k = 1.496129$, $E/\sigma_T = 2000/3$ と $5/3$ と無次元座標耐力係数 λ を代入
 に応じて次のように定まる。

$$n_k = \frac{N_k}{N_T} = \begin{cases} 1.0 & \text{for } \lambda = 50 \\ 0.5967072 & 100 \\ 0.2652921 & 150 \\ 0.1492268 & 200 \end{cases} \quad (4-81)$$

(4-80) 式の値を (4-81) 式に代入すると無次元弾性せん断力 q が得られ、ま
 た、外乱強度パラメータ α は次式より計算できる。

$$\alpha = \frac{A F L}{B} = \frac{A}{q} \frac{1}{\sum m_i g} \{ 2(1+\beta) + \cos \theta \} + \frac{1.496129^2 \times 8}{2003 \lambda^2} \left\{ \frac{1}{\mu} \frac{L}{H} \right\} \quad (4-82)$$

第2章に於いて筋違のない架構に対する強度パラメータ α と周波数パラメータ
 $\psi = 30, 60, 90, 120$ に応じて $\alpha = 0.2, 0.3, 0.4, 0.5$ と設定しており、筋
 違ひ架構においても、これらの値を (4-82) 式の筋違の強度だけ増して与えると各パ
 ラメータに応じて Table 4-2 の値を得る。

Table 4-2 Nondimensional elastic base shear and
 nondimensional strength parameter α

λ	ξ	q	α			
			$\psi=30$	$\psi=60$	$\psi=90$	$\psi=120$
50	0.01	3.677	0.2298	0.3447	0.4596	0.5745
	0.02	4.154	0.2596	0.3894	0.5193	0.6491
	0.05	5.581	0.3491	0.5236	0.6981	0.8727
	0.10	7.970	0.4981	0.7472	0.9963	1.2454
100	0.01	3.581	0.2238	0.3357	0.4476	0.5595
	0.02	3.962	0.2476	0.3714	0.4952	0.6190
	0.05	5.104	0.3190	0.4785	0.6381	0.7976
	0.10	7.009	0.4381	0.6571	0.8761	1.0951
150	0.01	3.502	0.2189	0.3283	0.4377	0.5472
	0.02	3.804	0.2377	0.3566	0.4754	0.5943
	0.05	4.709	0.2943	0.4415	0.5886	0.7358
	0.10	6.218	0.3886	0.5829	0.7772	0.9715
200	0.01	3.474	0.2171	0.3257	0.4343	0.5428
	0.02	3.748	0.2343	0.3514	0.4685	0.5857
	0.05	4.571	0.2857	0.4285	0.5713	0.7141
	0.10	5.941	0.3713	0.5570	0.7426	0.9283

筋違付架構の弾性限せん断力は Table 4-2 に示す強度パラメータ α を採用することによって、種々の構造物モデルの基準層強度と外乱強度の比率と等しくとることになるが、現実には、筋違の座屈後の挙動に依って強度が低減されるため、筋違のない架構の強度より低い強度の筋違付架構を想定したことになる。筋違付架構の無次元周波数は筋違断面積比 λ の増加とともに増大するが、外乱周波数パラメータ ψ を設定することにより、同じ周波数特性をもつ地震外乱に対する応答と比較することが可能となる。

5.3 運動変位、層復元力特性に及ぼす筋違の影響

第2章に示した修正模擬地震波 No.8 が作用したときの運動座標に関する1層、4層、7層の変位応答を Fig. 4-21 に、対応する層の復元力特性を Fig. 4-22 に

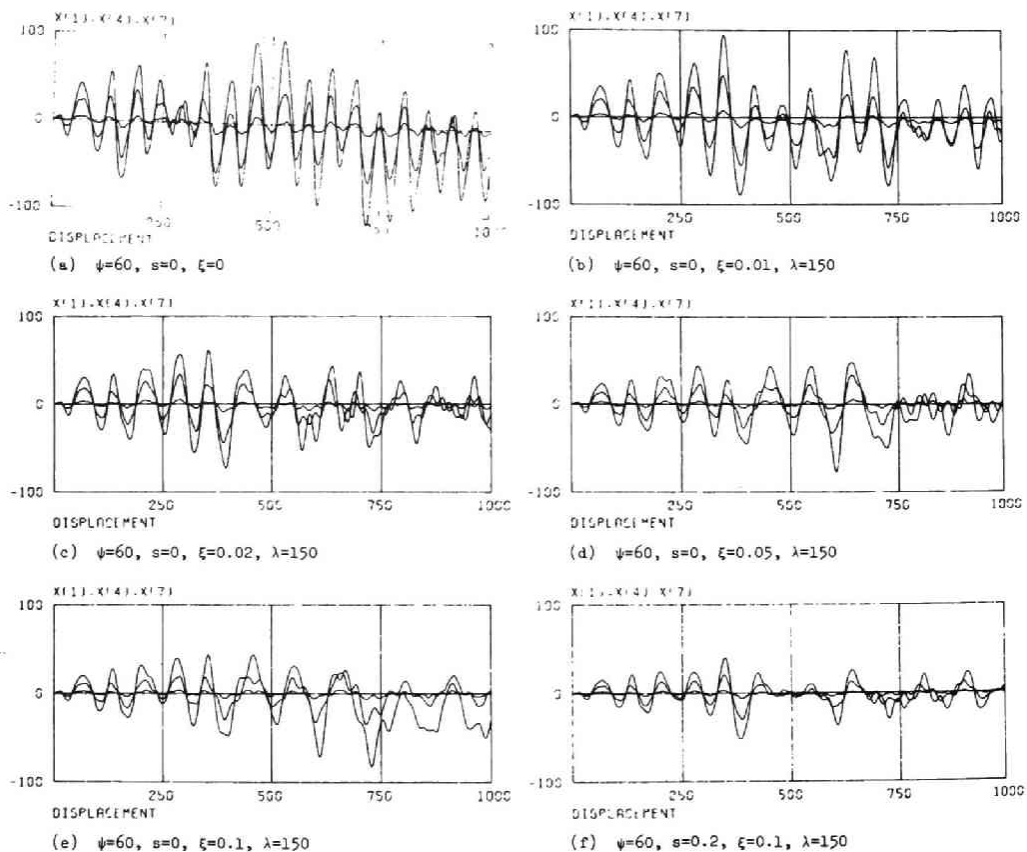


Fig.4-21 Nondimensional displacements of 1, 4, 7th floor.

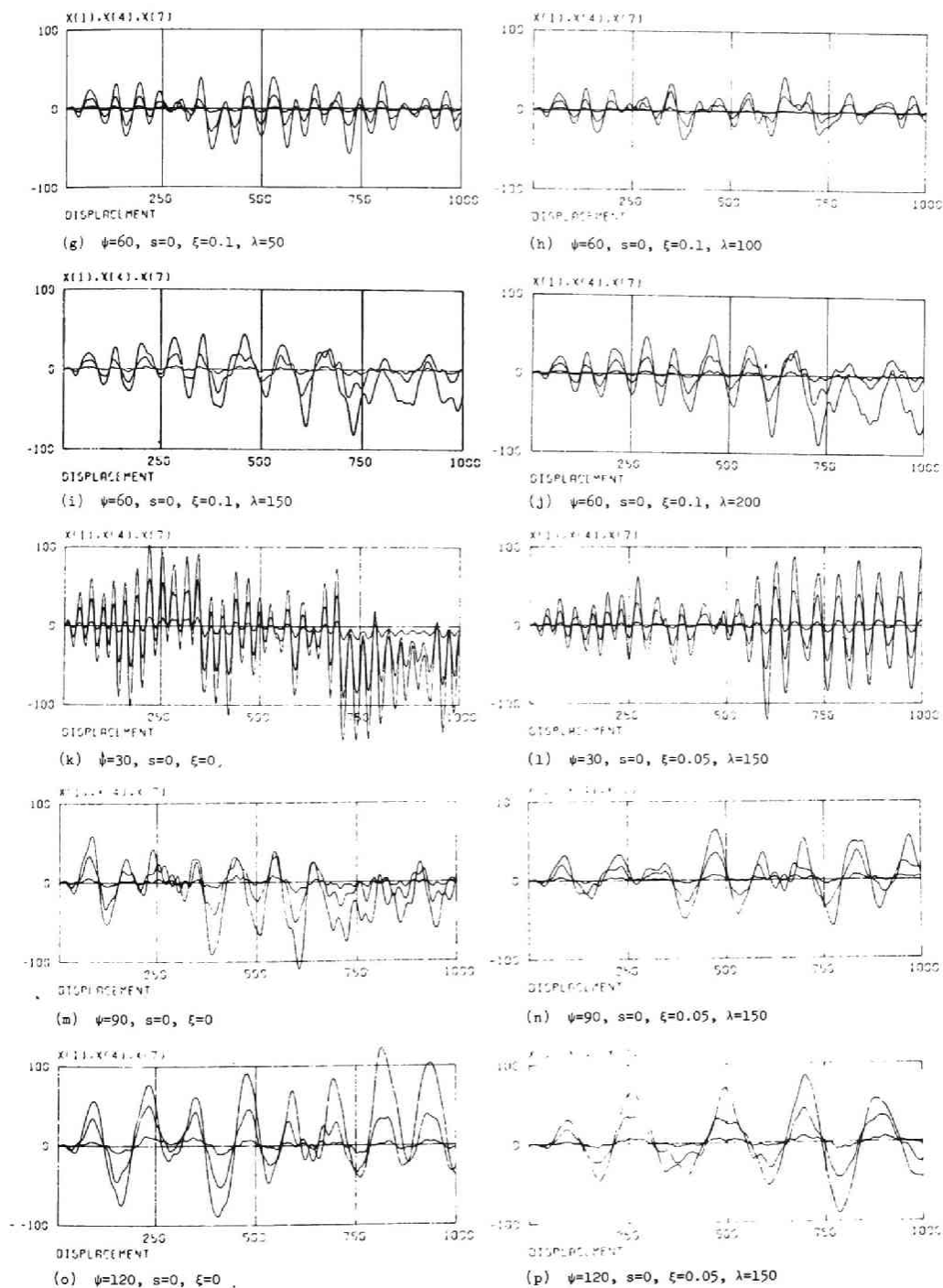


Fig.4-21 Continued

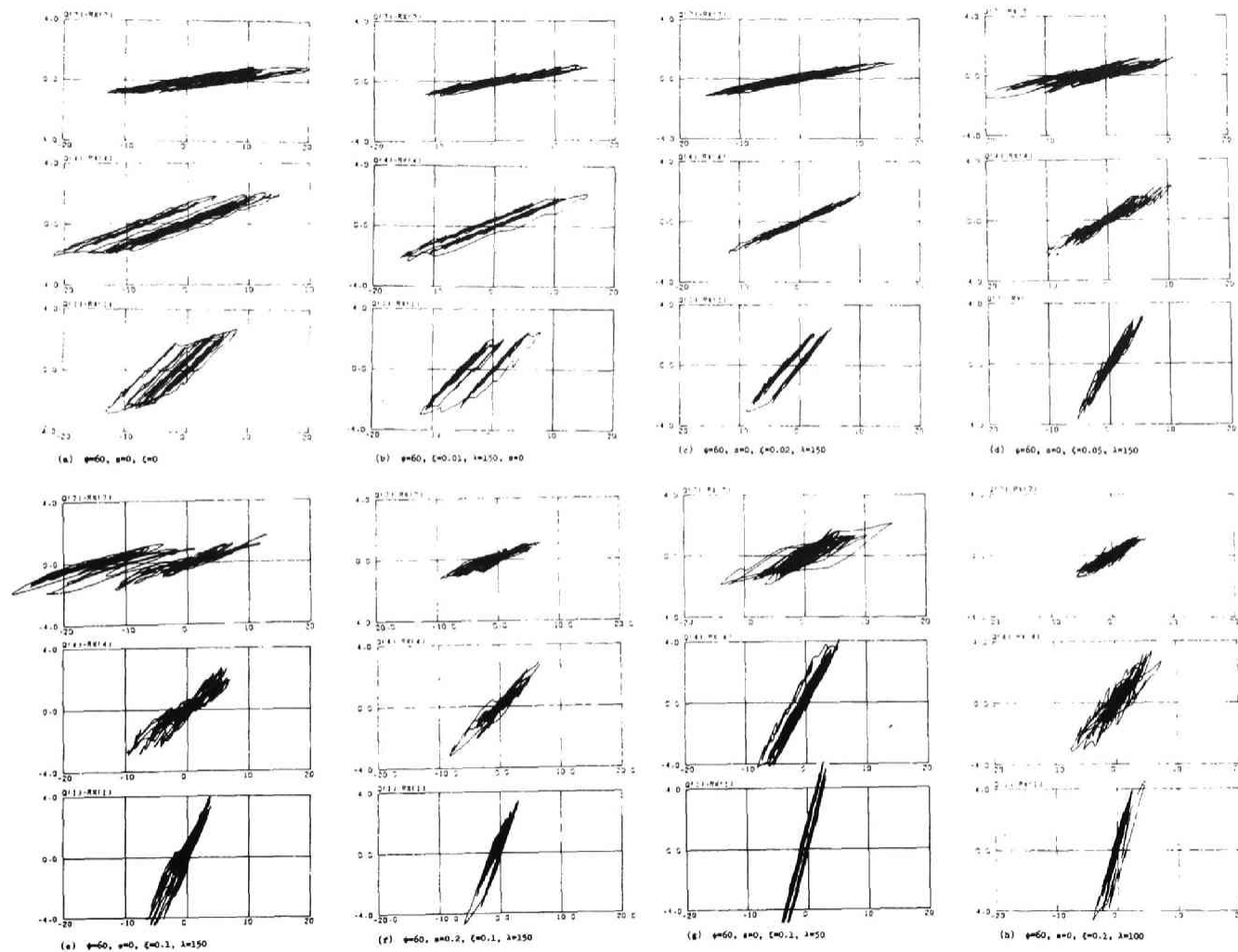


Fig.4-22 Restoring force characteristics of 1, 4, 7th story.

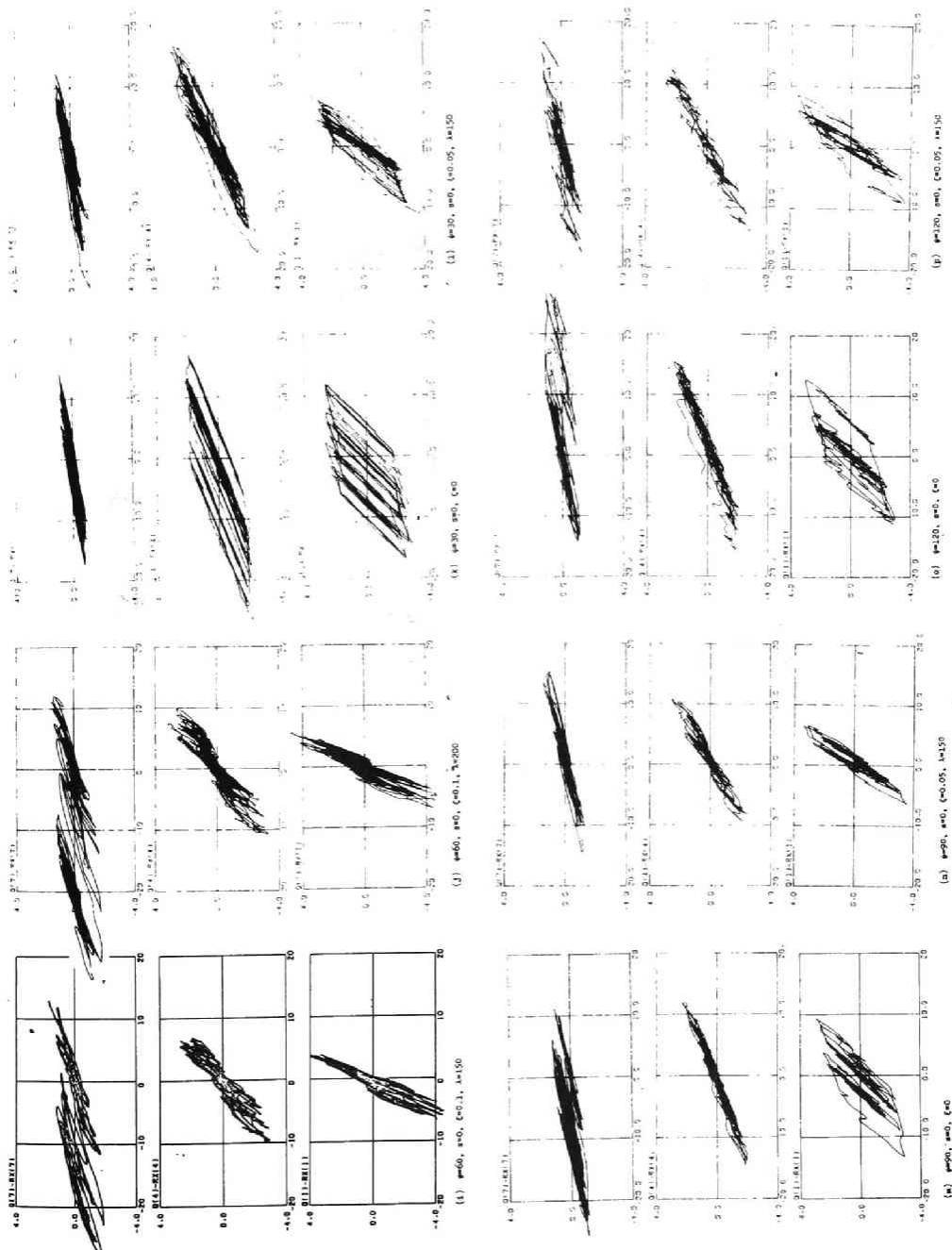


Fig. 4-22 Continued.

示す。外乱の周波数特性の影響をさけるため、変位系統の無次元応答は無次元基本固有周期の比率の逆数に乗じた量によって各応答と比較することと前提とする。同図(a)~(e)は初期条件を考慮外とし($s=0$)、周波数パラメータを $\psi=60$ 、筋違細長比を $\lambda=150$ として、筋違断面積と柱断面積の比の影響を明らかにした図である。筋違のない純架構の場合の(a)図では弾塑性ジョイントの完全弾塑性履歴特性を反映して、塑性挙動後も初期応答と同じ固有周期で振動するのに対して、 $\lambda > 0$ 、すなわち、筋違の影響が強くなるほど、塑性挙動後の架構全体の固有周期が伸びる傾向をもち、Fig. 4-22の層復元力特性にも、後述する筋違の履歴性状が強く現れる。運動変位の最大値は筋違を含む架構においても下層では大差ないが、上層部では筋違によって曲げ変形が増加して層間変位が増加することが判る。Table 4-2 に示したように、外乱強度を筋違強度に応じて増加させており、筋違が座圧後の耐力が著しく低下することを考えると、筋違を考慮することは構造物の下層部に対して、耐震安全性の点で非常に効果的である一方、上層部では層間変位応答が増加し、2次部材や機器類の耐震性に注意する必要があることを指摘できる。

(f) 図は、初期条件として base shear 係数 $s=0.2$ 程度の軸力と静的荷重による曲げモーメントを与えた架構モデルの応答である。類似の架構の応答(e)図と比較すると概格的な応答量である変位応答は初期条件を考慮することによって減少しているが、外乱強度と初期条件によって低減させていることに起因すると考えられる。図(g)~(j)は筋違の細長比を $\lambda=50, 100, 150, 200$ とした場合の応答である。 $\lambda=50$ の架構では、筋違の座圧耐力は圧縮耐力以上となるため、周期の伸びも少ないが、細長比が増加するにつれて、架構全体の剛性が低下することが判る。また、筋違の細長比は初期剛性に影響を与えないため、周期が伸びると運動変位も増加し、特に、上層部においてその傾向が顕著であり、上層相対変位応答が増加するほどにはエネルギーを消費していないことが明らかである。図(k)~(p)の図では外乱周波数特性の影響を明らかにするため、周波数パラメータ $\psi=30, 90, 120$ のときの応答と比較した。筋違のない純架構の変位応答は(k), (m), (o)図に見ると、架構の塑性挙動によって、塑性変形が一方に蓄積しているのに対して、筋違付架構には顕著な塑性流れが見られなれど、 $\psi=30$ 、すなわち、外乱の卓越周波数より大きい基本周波数をもつ架構の応答は、筋違が座圧することに

よって、架構全体の周波数が減少して外乱卓越周波数に近づき、有次元変位が増加することが判る。以上の結果はいずれも、特定の外乱である修正標準地震波 No. 8 が作用したときの応答結果であるが、Fig. 4-23 には No. 6~10 の模擬地震波が作用したときの相対変位応答の分布と最上層の相対変位を 1 とし示す。実線は各層の相対変位応答の外乱に対する平均値である。ξが増加し、筋違の影響が増すと上層部の相対変位が増加し、本章第4節に述べた定常弾性応答と類似の傾向を示している。図4左下に筋違の細長比の応答に対する影響を、右下に周波数パラメータによる影響と No. 8 の外乱についてまとめた。筋違の断面積比ξが大きいほど部材の軸変形が増加し、全体曲げ変形によって上層部の相対変位が増加すること、筋違のない ξ=0 では一次モードの卓越する $\psi=30, 60$ の架構で相対変位が一様分布に近く、構造物周期が長くなると上層部の変形が高次振動の影響を受けて増加するのに対し、筋違を含む架構では固有周期による影響は比較的小さく、ψの変化に対しても、大略、類似した分布性状を示すことが判る。これは、筋違の座屈後の挙動によって構造物の固有周期が変化し、外乱の周波数特性の影響を受け難くなるものと考えられ、筋違が耐震安全性にとって有効であることを意味している。

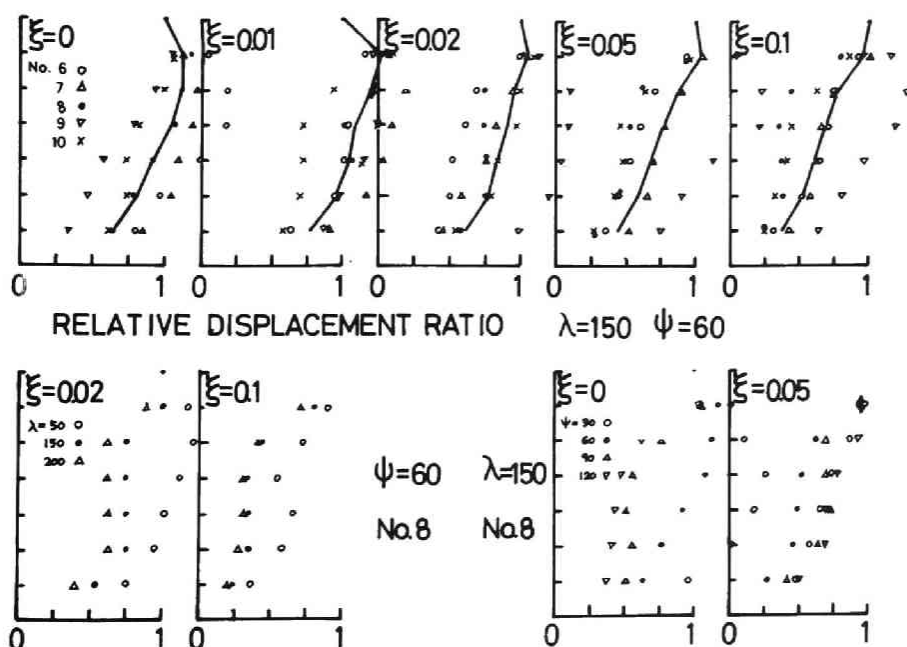


Fig.4-23 Distribution of relative displacement.

5.4 構造部材の地震応答に及ぼす筋違の影響

前節の概括的な地震応答に対比するため、局所的な部材応答である柱、梁、筋違の靱性率応答を以下に示す。Fig. 4-24 には一層柱脚の弾塑性ジョイントにおける曲げモーメントと相対回転角の関係及び軸方向力と軸方向変形の関係に対応する弾性限度と弾性限度変形によって無次元化した履歴特性として前半に示し、後半には相対回転角と軸方向変形に関する靱性率応答の時刻歴を示す。図中(a)~(f)及び(k)~(p)はFigs. 4-21, 22 と同様の架構モデルあるいは外乱パラメータに対応する応答である。Fig. 4-25 は筋違付架構について本章第2節に示した手法による筋違の履歴特性と弾性限引張強度と基準ジョイントの弾性限回転角と長さの基準量の積で無次元化して表わした図であり、1層の筋違の片側の履歴を表わしている。Fig. 4-26 には1層柱脚弾塑性ジョイントの降伏関数の中に曲げモーメントと軸方向力との関係を全継続時間の前半と後半に分けて示した。

既に、第2章において指摘したように、柱部材の安全性を保持することが構造物全体の耐震安全性の上で重要であり、筋違のない架構については、たとえば、梁柱強度比を小さく、特に、下層部において小さくすることによって柱は弾性域に収まるように設計することが柱脚を除いて可能であるが、ここでは、前節において比較的一様な応答を示した $\lambda_c = \lambda_b = 0.7$ 、 $\nu_c = \nu_b = 1.5$ という強度分布を仮定してはいるが、筋違のない架構においては1層柱脚のジョイントの相対回転角に関する最大靱性率応答が7.5と大きい値を採るのに対し、同じ base shear 係数で設計された筋違付架構については γ が大きくなると最大応答も減少し、 $\gamma = 0.1$ の架構では最大応答は1/4以下になる。また、筋違の座屈により周期が伸びる影響も加わって、柱が塑性域に挙動する回数も大幅に減少する。(f)図は base shear 係数 $S = 0.2$ に相当する重力による初期条件を考慮した応答である。図中左側の図は左右の柱のうち塑性域に入らない側の柱の復元力特性であり、初期条件の影響は顕著ではないが、右側の軸方向変形の時刻歴とみると初期条件によって柱脚の応答が増加する場合も現われることが判る。筋違の細長比が局所的な靱性率応答に与える影響は顕著ではないが、筋違の座屈前から座屈後へ変化すると柱に生ずる軸力が減少することが、特に、 λ の小さい場合に減少することが判る。外乱周波数パラメータ $\psi = 60, 90$ の場合には筋違の影響が強く、弾塑性ジョイントの最大靱性率応答は

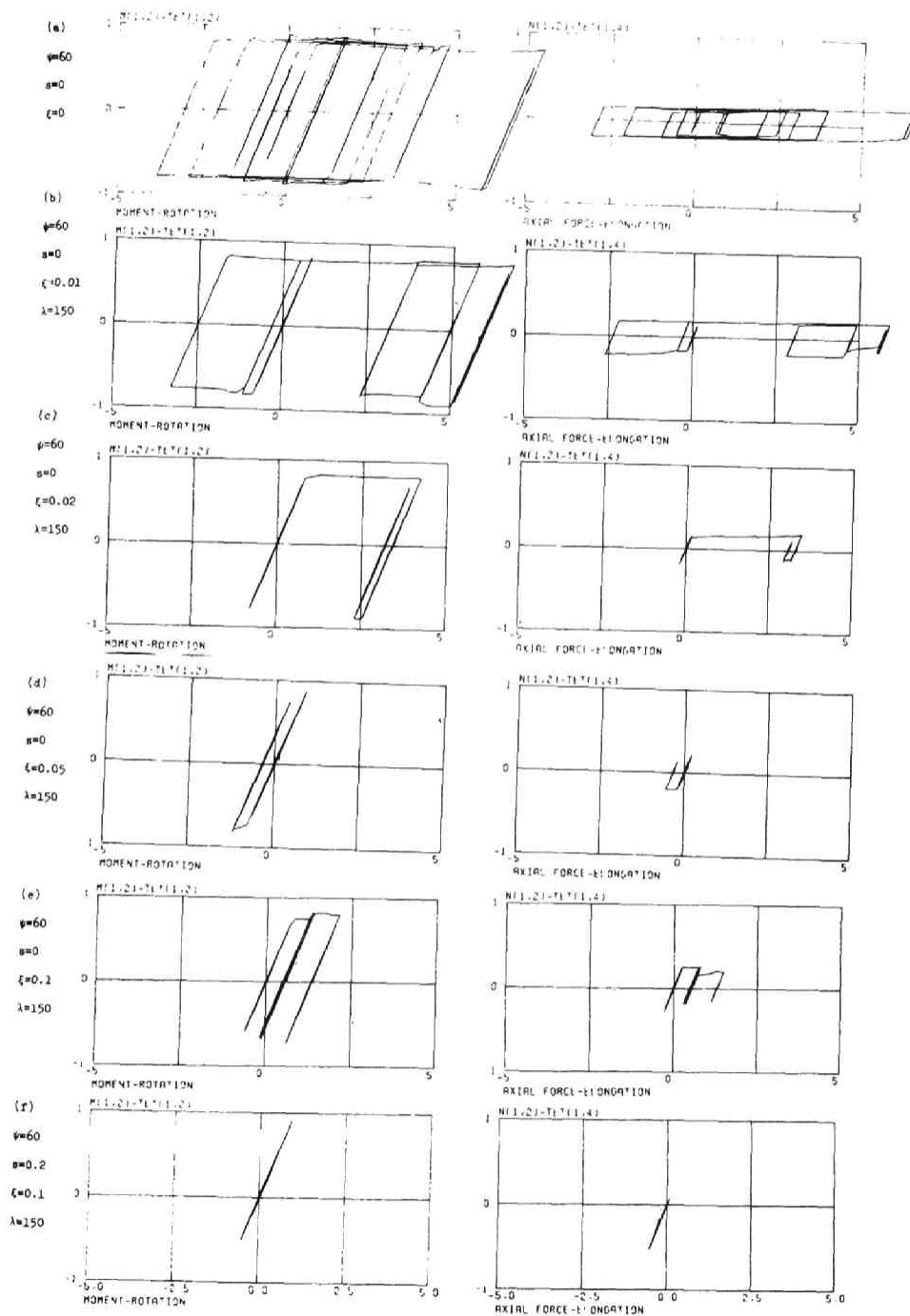


Fig.4-24 Local response of elasto-plastic joint at the base column;
 $\bar{\beta}=0.6$, $\mu=0.25$, $\lambda_c=\lambda_b=0.7$, $v_c=v_b=1.5$, No.8 QUAKE.

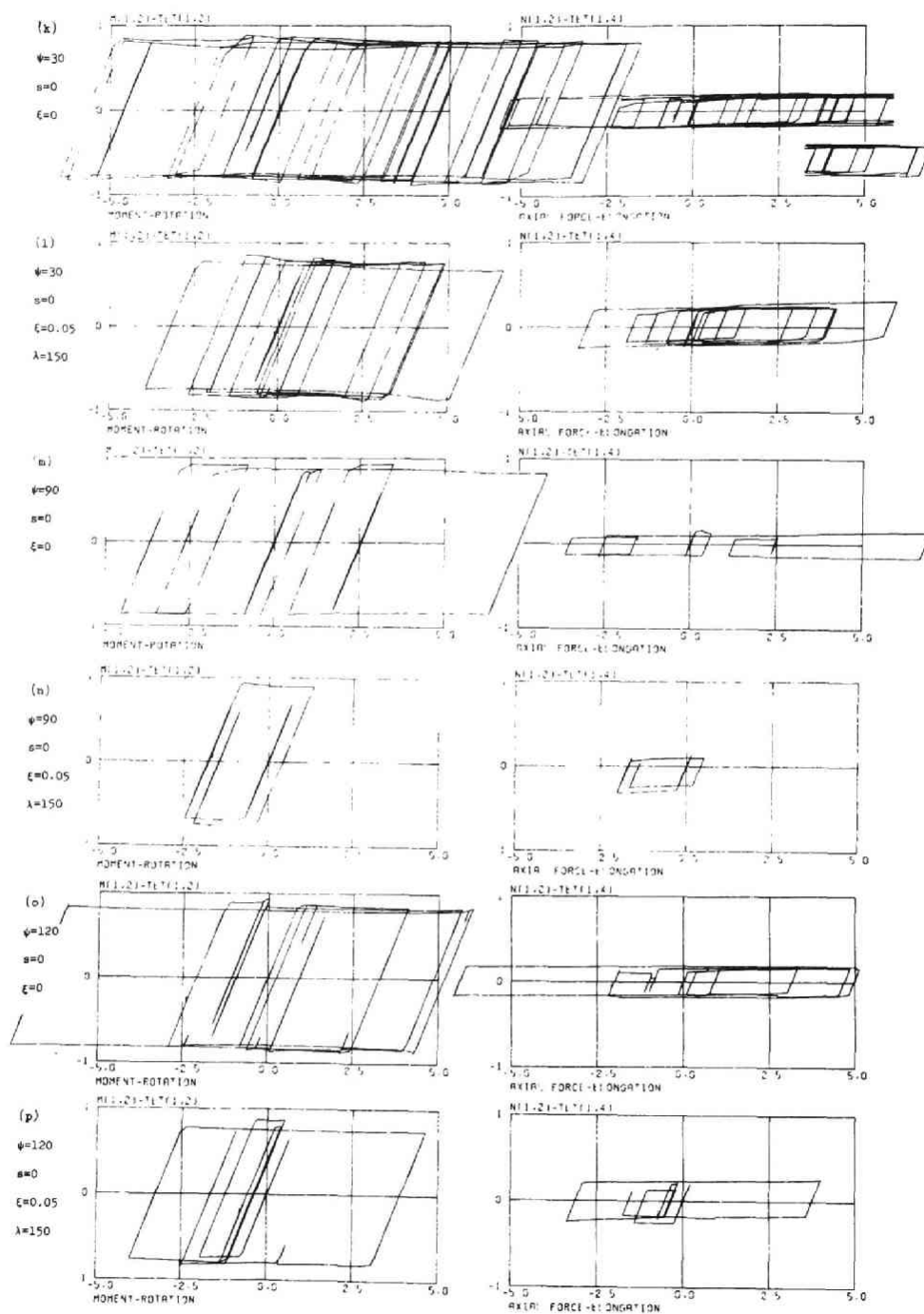


Fig.4-24 Continued.

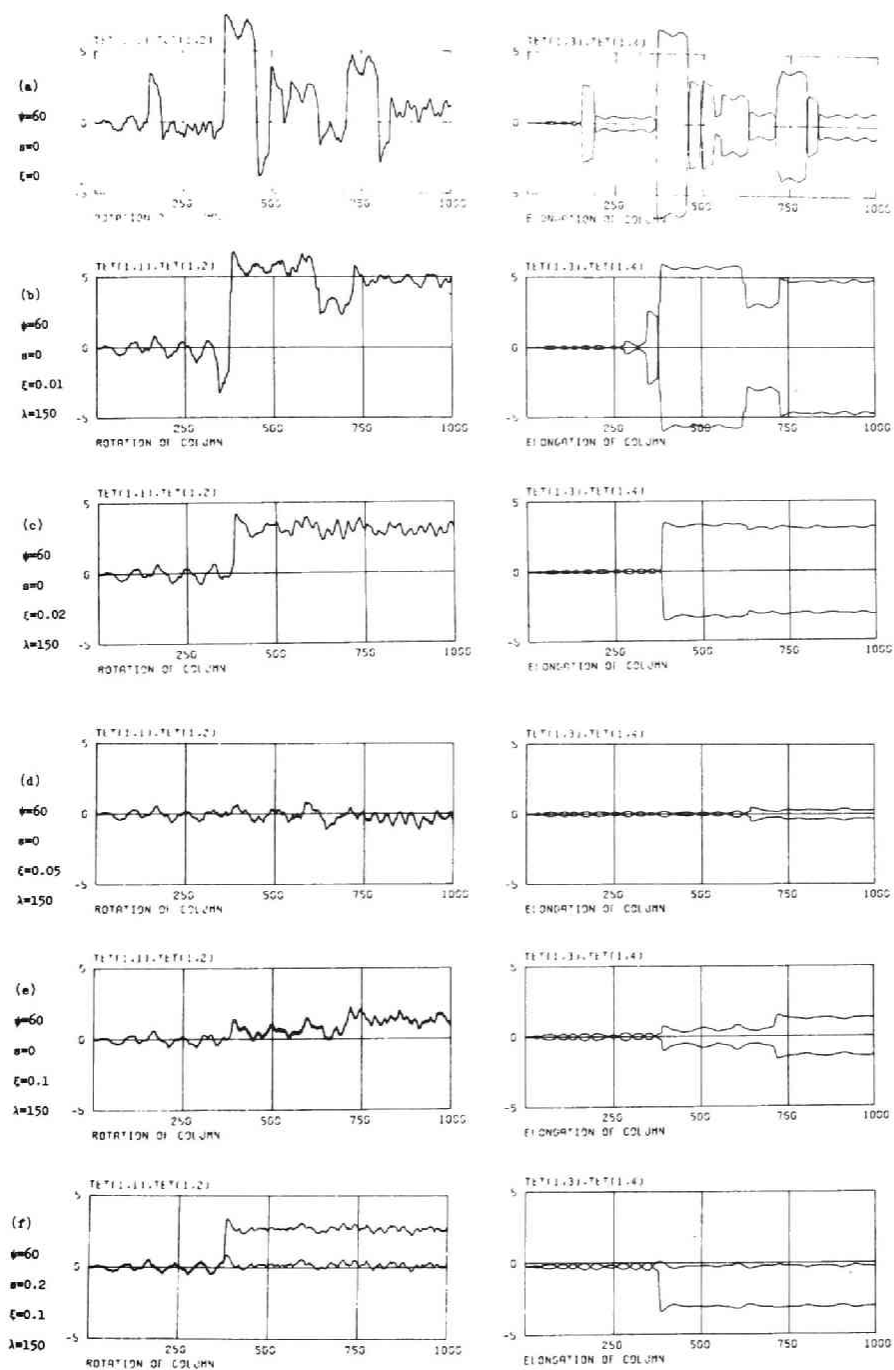


Fig.4-24 Continued.

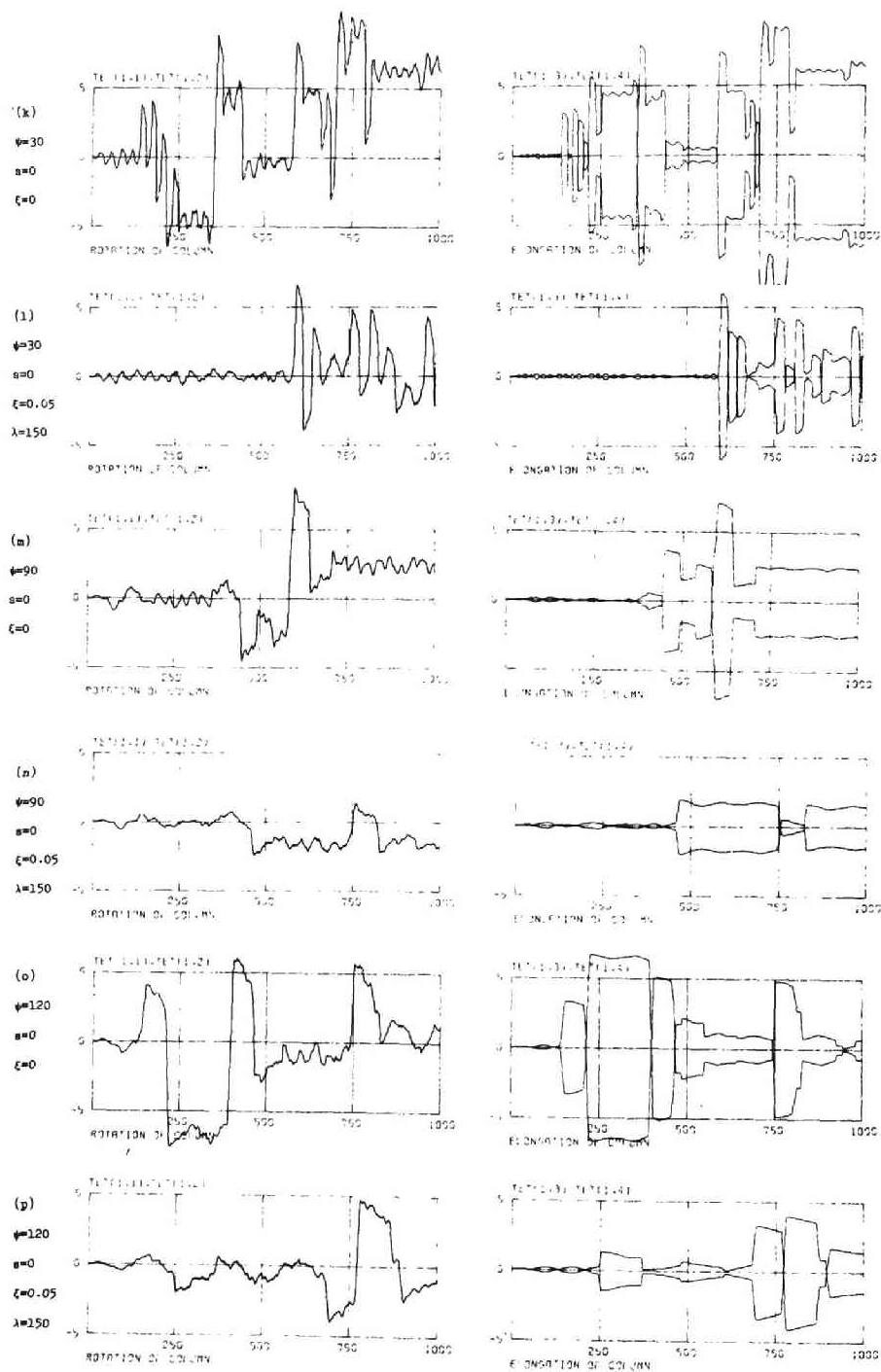


Fig.4-24 Continued.

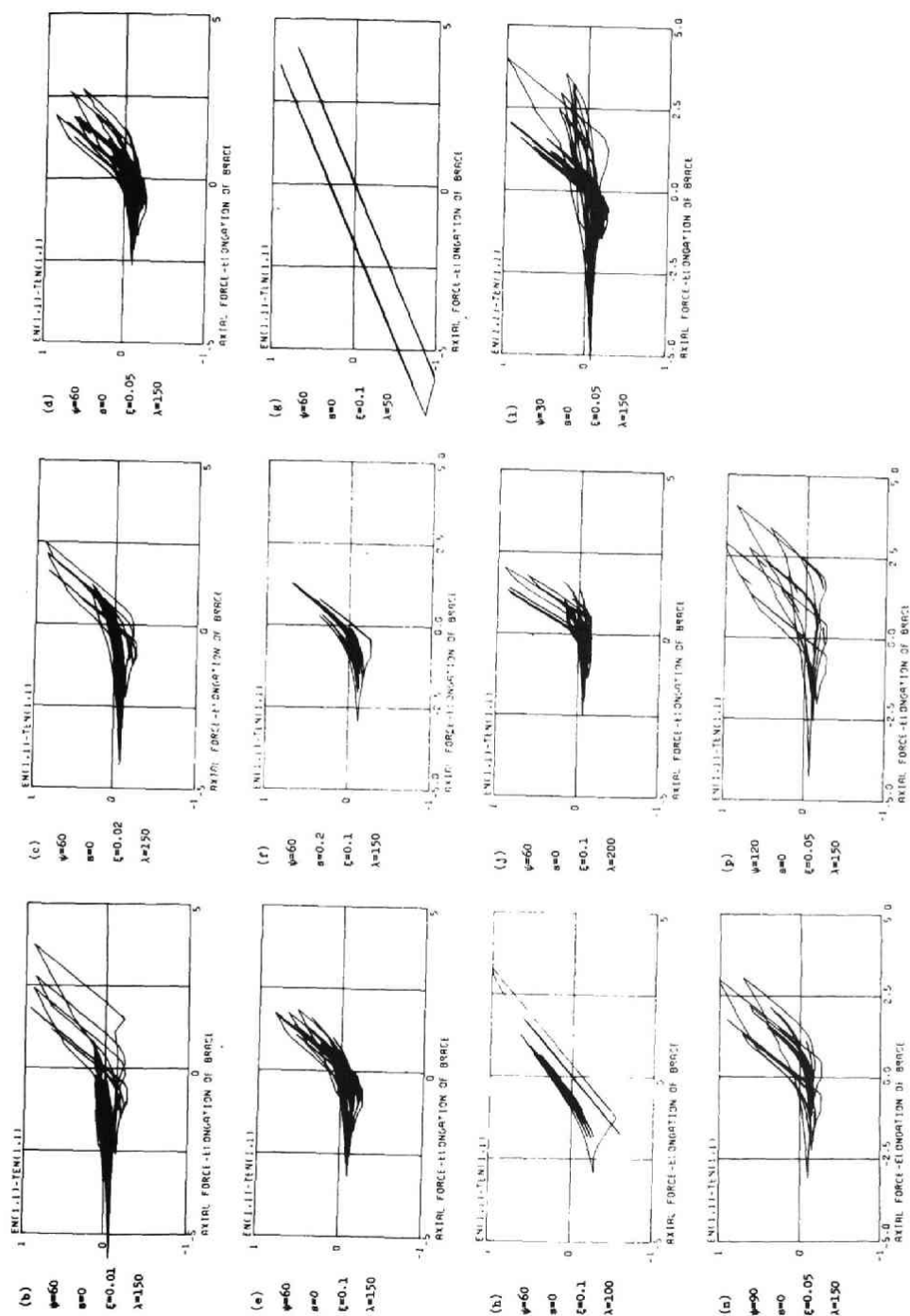


Fig.4-25 Restoring force characteristics of a bracing at the 1st story ; $\beta=0.6$, $\mu=0.25$, $\lambda_c=\lambda_b=0.7$, $v_c=v_b=1.5$, No.8 QUAKE

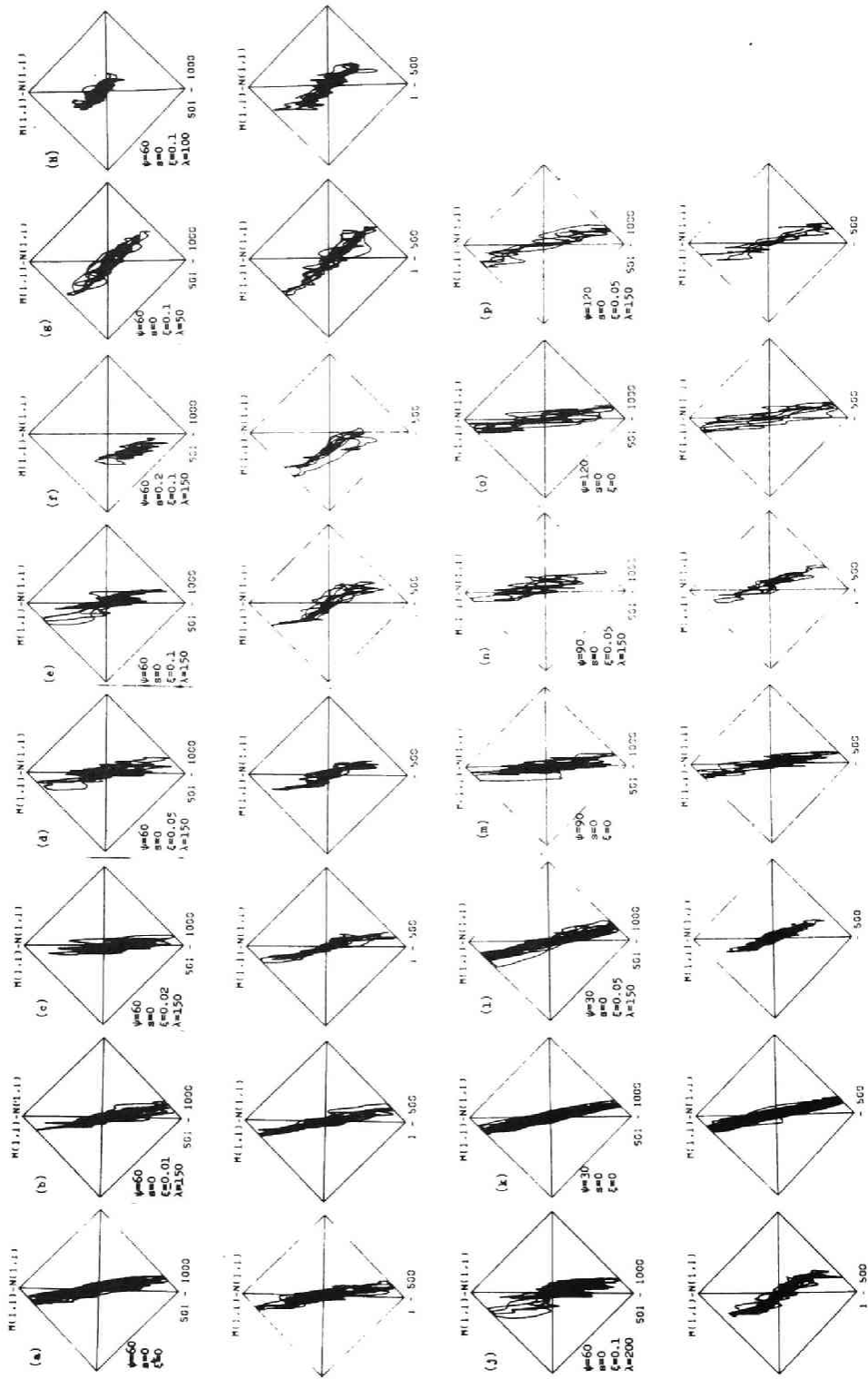


Fig.4-26 Moment-axial force relation of the base column on the yield surface ; $\beta=0.6$, $\mu=0.25$, $\lambda_c=\lambda_b=0.7$, $v_c=v_b=1.5$, No.8 QUAKE

危数に小さくなるが $\psi=30, 120$ では外乱の割合が小さい。 $\psi=30$ の場合
 筋違の座屈後の挙動によって固有周期は伸びるがその外乱の強いパルスととも領域
 にあることが関係し、 $\psi=120$ では外乱継続時間の相対的に短縮されるため、筋違
 の大振幅繰返しによる剛性低下の影響があまり表われないことが原因と考えら
 れる。筋違の履歴特性は Fig. 4-25 にみるように複雑であり、座屈後の変形が大きい
 ほど剛性の低下が著しいが、塑性域での繰返し数が比較的小さい周波数パラメー
 タの場合には、相当のエネルギー吸収も期待できる。1層柱脚の弾塑性ジョイント
 における曲げモーメントと軸方向力の関係から、外乱の全継続時間のうちの前半の
 応答では筋違が有効に作用して柱の軸方向力が大きくなり、軸力のモーメントに対
 する割合が大きくなるのに対し、後半 (500~1000 step) の応答は筋違の塑性座
 屈によって柱に作用する軸力が小さくなり、曲げモーメントが軸力に対して相対的
 に大きくなることがこの図より明らかである。細長比の小さい筋違ととも構造物ほ
 ど軸力が大きく、繰返しによる変化も少ないが、細長比が大きくなると筋違の劣
 化の著しいことが知られる。

Figs. 4-27, 28 には、柱及び梁部先端の弾塑性ジョイントにおける最大靱性

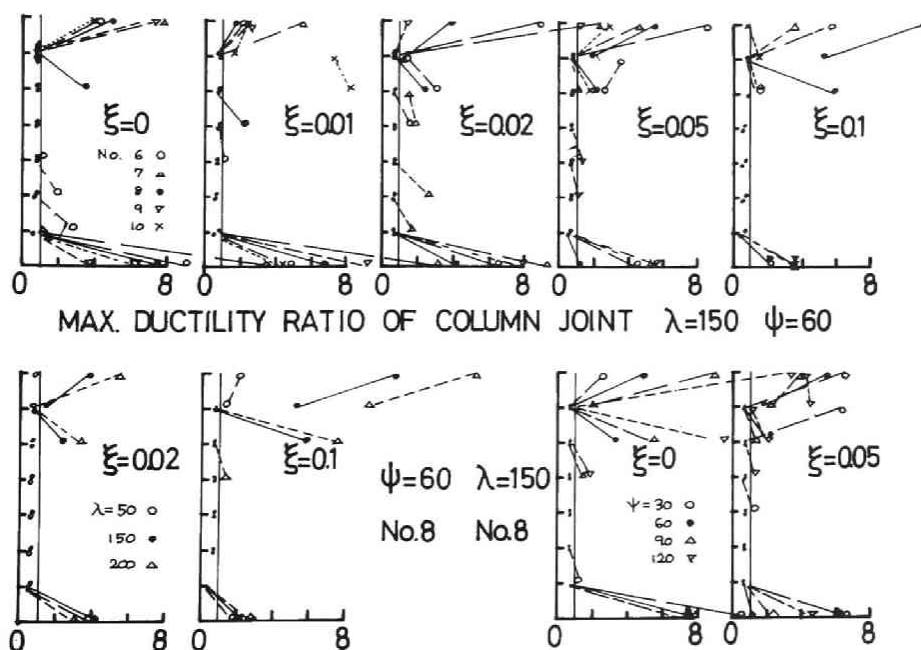


Fig. 4-27 Distribution of ductility ratio of column joint.

応答の分布を示す。第2章と同様、最上層梁の強度は柱の強度より大きく仮定しているため、最上層柱頭の応答は他の柱ジョイントより大きくなるのは当然であるが、筋違断面比が大きくなるほど1層柱脚の塑性応答は明らかに減少しており、常時軸力の作用する柱脚の耐震安全性を高める上に筋違が有効に作用していることが示される。これらの空構は梁柱強度比を $\bar{\alpha}=0.6$ としているため、梁が塑性域に入り易い空構であるが、梁の塑性応答分布は筋違の影響を強く受ける。即ち、筋違断面比が相対的に増加すると梁塑性応答は抑制され、外乱源形による応答のばらつきも減少する。筋違断面比 $\xi=0$ の場合に上層部の梁の応答が増加するのは弾性応答からの予測されることであり、梁柱強度分布を上層で大きく、即ち、構造指数 $\lambda < 0.7$ とすることによって応答の一樣性が得られると予想される。これは、細長比の大きい筋違をもつ場合など座屈後の耐力が小さい筋違は梁端にも与えられ、上層部筋違の復元力があまり期待できないことを示している。構造周期が短かく、外乱卓越周波数の近傍にある場合には、 $\xi=0$ のとき、即ち、筋違のない梁構に対して、梁応答は一様に分布しているが、筋違を加えると上層部の応答が増加し、周期の長い構造物では逆の傾向、即ち、上層部の応答は抑制する性質を示している。

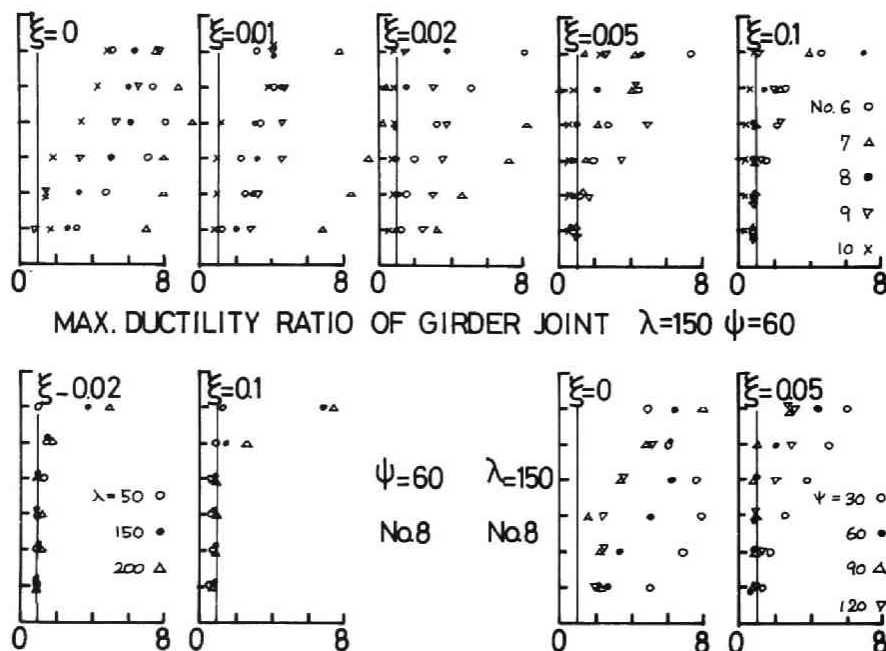


Fig.4-28 Distribution of ductility ratio of girder joint.

6 むすび

第4章においては、建築構造物の耐震安全性にとって従来から有効であると考えられてきた耐震要素をもつ架構の地震応答に注目し、鉄骨筋違付架構の地震応答解析法を示し、いくつかの数値解析例から、筋違の地震応答に与える影響について検討した。筋違の履歴特性に関する理論的、実験的研究は既に優れた研究が数多く発表されており、ここでは、これらを参照して第2章に定義した弾塑性ジョイントをもつ筋違として表現し、その基本的な性質を示すとともに、7層1張間筋違付架構を対象として、定常入力による二乗平均値応答から、筋違のもつ弾塑性な性質の抽出を試み、合せて、数個の模擬地震波の作用する、筋違の座屈と部材の弾塑性履歴挙動を含む非定常非線形地震応答解析を行なった。その結果を要約すると次のようである。

a) 筋違の履歴挙動のうち、軸歪によるエネルギー消費は繰返し数とともに減少するが、曲げ歪によるエネルギー消費は繰返しとともに増加する。細長比の小さい筋違では幾何学的変形を無視しても大略筋違の挙動を把握できる。また、筋違に弾塑性ジョイントを導入すれば、細長比入が大きいほど、相対回転角が大きいほど弾性域における回転角の戻りも大きくなる。

b) 筋違を含む7層1張間架構の初期固有振動数は純架構に比し、当然増加するが、基準層のせん断力を一定として比較すると筋違断面積が増加するとともに基本固有振動数が減少する。この傾向は架構の梁剛性が増えるほど顕著である。2次固有振動数と基本振動数の比も同様の性質を示すことから、筋違の影響によって曲げ変形が増加することが判る。

c) 筋違を含む架構に定常外力の作用したときの各層相対変位に関する二乗平均値応答を一樣とするためには、柱及び筋違の剛性分布と一様分布に近づける必要がある。筋違断面積が大きくなると柱軸方向変形が増加して、上層部の相対変位を制限することが不可能となる。このことは、相対変位応答が耐震安全性の尺度として限られた意味しかもたないことを示しており、各部材、接合部の安全性の評価こそが耐震安全性の評価尺度として重要であるということができる。

d) 筋違の靱性率に関する二重平均値応答は、筋違の剛性分布が $0.6 < \lambda_b < 0.7$ のときに適正分布となるが、そのときの柱の剛性分布の影響は必ずしも一定せず筋違断面積の大きい場合には上層部の柱の剛性を小さくする必要があり、筋違断面積が柱に比し小さい場合には、純ラーメン架構と同じ $\lambda_c = 0.7$ 近傍の剛性分布で筋違の靱性率応答分布は一樣となる。この傾向は柱降伏型架構に対して顕著であり、梁降伏型架構については柱剛性分布による影響は幾分小さくなる。柱弾塑性ジョイントの二重平均値応答は筋違応答と一樣とする筋違剛性の分布より上層部の筋違剛性を小さくしたときにはばらつきが減少する。梁降伏型架構の梁の靱性率応答は柱の応答と類似しており、全体の靱性率応答から考えると、柱降伏型架構については $0.6 < \lambda_b < 0.7$, $0.6 < \lambda_c < 0.8$ の分布が比較的筋違と柱の応答のばらつきを小さくし、梁降伏型架構では柱降伏型架構より柱剛性分布による影響が小さく、 λ_c , λ_b とも 0.7 でばらつきが最小となる。いずれの場合にも筋違断面積の小さい架構では筋違のない場合と同様 $\lambda_c = 0.7$, $\lambda_b = 0.7$ で一様化が期待できる。

e) 全せん断力の分布は筋違や架構の剛性分布によってあまり変化しないが、柱降伏型架構では筋違と柱の靱性率応答が大略等しいのに対し、梁降伏型架構では筋違の靱性率応答が大きく、筋違が先に降伏するため、構造物全体の耐震安全性を保持する上で望ましい結果となる。ただし、1層柱脚の靱性率応答が筋違応答と同程度になることは注意すべきであり、第2章で得られのように下層の梁強度を小さくするか、最下層柱の強度をあげるなどの考慮を払う必要がある。

f) 筋違の座屈後の挙動を含む架構の弾塑性応答結果から、筋違付架構では一方側に塑性変形が蓄積されることが少なく、また、筋違が座屈することにより架構の固有周期が伸び、その結果応答を抑制する効果をもつ。架構上層部の運動変位は柱軸方向力が増加し、軸方向変形の影響から回転変形を生じるため増加する傾向にあり、架構部材の安全性とは別に注目すべきである。

g) 筋違のない架構の1層柱脚の靱性率応答に比し、筋違断面積を増加させた架構での応答は漸次小さくなり、耐震安全性の上から、柱部材の弾塑性挙動が避けられない場合を考えると、筋違は有効に作用することが明らかとなった。この傾向は

架構の初期基本振動数が外乱卓越振動数の近傍にあり、塑性域での繰返し数が多い場合に著しく、筋違の降伏後の架構の振動数が外乱卓越振動数の近傍にくる場合や架構周期が長く、繰返し回数が少ないときなどは筋違の影響は小さくなる。

筋違付架構においては、上層部の筋違は有効に作用せず、むしろ、架構に余分の負担をかけるといわれ、その原因の一つに境界梁の影響があることは既に指摘されているが、ここで扱った架構でも筋違が上層部の相対変位応答を抑制できないことは明らかではあるが、耐震安全性の観点からみれば上層部の筋違も有効に作用する場合もあり、筋違の履歴挙動を正當に評価し得る簡潔な解析手法に関する研究が必要であろう。純架構と筋違付架構とが併用される場合、筋違端部が rigid に結合されている場合などは応答性状も変化することが予想され、いずれも今後の研究課題である。

参 考 文 献

- 1) F.HORIE and A.ODAKA : A Study on Multi-Story Frames and Inter-connected Arbitrary Shear Walls Subjected to Lateral Force, Japan Earthquake Engineering Symposium, Oct., 1966.
- 2) 堯天義久, 鍾春雄, 西村泰之 : 筋違付架構の曲げ剪断振動固有周期及び振動型, 日本地震工学シンポジウム, 1966.10.
- 3) 谷資信, 桜井謙爾, 井口道雄 : 耐震要素の配置とその動的特性に関する研究, 日本地震工学シンポジウム, 1966.10.
- 4) 大沢胖 : 連層耐震壁を有するラーメン式骨組の振動解析, 日本建築学会論文報告集, 第89号, 1963.
- 5) R.D.HANSON and A.R.S.FAN : The Effect of Minimum Cross Bracing on the Inelastic Response of Multistory Buildings, Proc. of the 4th WCEE, Jan., 1969.
- 6) G.W.WORKMAN : The Inelastic Behavior of Multistory Braced Frame Structures Subjected to Earthquake Excitation, Ph.D. Thesis presented to Michigan Univ., 1969.
- 7) 坂本順, 小浜芳朗 : 鉄骨ブレース構造系の動的応答性状に関する考察, 日本建築学会大会学術講演梗概集, 1974.10.
- 8) S.C.GOEL : Inelastic Response of Multistory K-Braced Frames Subjected to Strong Earthquakes, Proc. of the 4th Japan Earthquake Engineering Symposium, 1975.
- 9) R.P.GUPTA and S.C.GOEL : Dynamic Analysis of Staggered Truss Framing System, ASCE, Vol. 98 No. ST7, July, 1972.
- 10) S.C.GOEL and R.D.HANSON : Seismic Behavior of Multistory Braced Steel Frames, ASCE, Vol. 100, No. ST1, Jan., 1974.
- 11) R.NILFOROUSHAN : Seismic Behavior of Multistory K-Braced Frame Structures, Ph. D. Thesis presented to Michigan Univ., Dec., 1973.
- 12) 五十嵐定義, 井上一朗, 浅野美次 : 鋼構造筋違付架構の弾塑性応答性状について, 日本建築学会近畿支部研究報告集, 1973.6.

- 13) S.IGARASHI, K.INOUE, K.OGAWA and Y.NAKAGAWA : A Study on the Earthquake Resistance Design of Braced Multi-story Steel Frames, Proc. of the 6th WCEE, Jan., 1977.
- 14) 若林実, 野中泰二郎, 小成博, 山本昇 : 繰返し軸方向力を受ける部材の挙動に関する一実験, 京都大学防災研究所年報, 第11号, 1971.4
- 15) 若林実, 野中泰二郎, 中村武, 森野捷輔, 吉田望 : 繰返し軸方向力を受ける筋違の挙動に関する実験的研究, 京都大学防災研究所年報, 第16号B, 1973.4
- 16) 山田稔, 辻文三 : 繰返し軸力を受ける筋違材の弾塑性変形性状に関する研究, 日本建築学会大会学術講演梗概集, 1972.10
- 17) 瀬川輝^夫男, 久徳敏治, 中山昭夫, 金多潔 : Y型ブレースの力学的性状に関する研究, 日本建築学会大会学術講演梗概集, 1972.10.
- 18) 藤本盛久, 瀬川輝夫, 松本芳紀 : 繰返し荷重と受ける筋違付ラーメンの弾塑性解析, 日本建築学会大会学術講演梗概集, 1969.8
- 19) 五十嵐定義, 井上一朗, 木村^林長仁, 浅野美次 : 筋違付架構の復元力特性, 日本建築学会論文報告集, 第196号, 1972.6
- 20) T.NONAKA : An Elastic-plastic Analysis of a Bar under Repeated Axial Loading, Int.J.Solids Structures, Vol.9, 1973.
- 21) T.NONAKA : Approximation of Yield Condition for the Hysteretic Behavior of a Bar under Repeated Axial Loading, Int.J.Solids Structures, Vol.13, 1977.

第 5 章 弾塑性ジョイントをもつ立体架構の地震応答

1 まえがき

建築構造物の耐震安全性を解明する方法として何らかの抽象化、単純化を行なうことは解析の便宜上不可避であり、従来、単純な質量—バネ—ダッシュポットで表現される質点系に置換した1次元モデルや、特定の方向に対して平面的な振がりをもつ架構として表現される2次元モデルを用いた、弾性乃至は弾塑性地震応答解析手法が提示され、激震時の構造物の終局的な挙動が解明されてきた。しかるに、構造物は勿論立体的な振がりをもち、地震入力外乱も3次元的な挙動をすることから、真の耐震安全性を把握するためには、立体的な構造物モデルによる部材各部の終局的な挙動を明らかにすることが必要であり、第5章では、捩れ振動を含む立体架構の地震応答解析法と応答性状について検討する。

建築構造物には比較的均質な剛性と質量分布を与えることを設計の基本方針とするのが一般的ではあるが、現実には、質量の偏在や剛性の不均一は避け難く、地震時あるいは強風時において構造物には並進運動に加えて捩れ振動が惹起することと予期せざるを得ない。構造物に捩れ振動が生ずると、ラーメン架構を構成する各部材には2軸曲げモーメント、捩りモーメント、軸方向力などが同時に時間の関数として作用し、特に、部材や接合部に弾塑性挙動を生ずるような場合には、個々の部材、または、各層の履歴特性は複雑に影響し合うことが予想され、それが、構造物全体の崩壊の直接の原因にもなり得ることは1969年の十勝沖地震による八戸市立図書館の被害状況にも顯著である¹⁾。

構造物の捩れ振動に関する研究は、1934年、弾性架構に関する理論的研究が棚橋によって発表され²⁾、この方面の研究の重要性が指摘されて以来、1950年代前半までは、主として、弾性振動に関する周期や増幅率などを対象とした研究が行なわれてきた^{3~5)}。その後、研究の対象は捩れ非線形振動に向けられ、捩れ角増大に伴う不安定問題、および、その解決策としての弾性限ポテンシャルエネルギーを一定とした設計方針の妥当性について検討した小堀、金多の研究⁶⁾以来、優れた研究が数多く発表されている^{7~13)}。これらの研究においては、架構の復元力特性は各振動方向に独立に与えられると仮定しており、筋違や耐震壁など、主と

して、一方向の復元力特性に貢献する耐震要素が支配的であるような建築物については妥当な解法と考えられるが、架構部材、特に、柱部材の非線形挙動を考慮せざるを得ない構造物については、種々の断面力が同時に作用するため、部材の降伏条件およびその後の塑性挙動について断面力間の相互作用による影響を考慮して、地震応答と正しく把握することが非線形接れ振動、あるいは、立体的な弾塑性振動の生起すると予想される構造物の終局耐震安全性にとって極めて重要である。多種の断面力間の相互作用と弾塑性地震応答解析に導入することは解析を複雑にするため、この方面の研究は少なく、1966年に筆者らが3層平面架構を対象に、曲げモーメントと軸方向力との降伏条件を与えた架構の応答解析法を示した^[12]他には、1967年、円形断面をもつ単一柱を対象として、2方向入力が作用する1質点系の周波数応答を求め、相互作用の影響について検討した N. C. Nigam の研究^[14]がある。

一方、構造物の地震時挙動は地動の方向性にも関係し、たとえば、最近の大分県中部地震によって被害を受けたRC構造物は、極浅発性地震、いわゆる、直下型地震による上下動成分が被害を大きくした一因ともいわれ、地震動の水平2成分に加えて上下動成分の構造物応答に及ぼす影響が論じられつつある。従来、地震の上下動成分は、その最大振幅が水平動に比して小さく、もともと重力に対して安全であるべく設計されている等の構造物に対して比較的微小な影響しかもたないものと考えられてきた。構造物が弾性的な挙動にとどまる範囲の中震程度の外乱に対しては、弾性解を重ね合わせることにより容易に上下動の影響を含みうるが、終局耐震安全性が問題となる弾塑性挙動を対象とする場合には、部材各部の安全性を上下動の影響も含めて検討しなければならない。地震動の2方向乃至は3方向成分を考慮した構造物の地震応答解析に関する研究は比較的新しく、前述の N. C. Nigam の研究^[14]、筆者らの3層1張間立体架構を対象とした研究^{[13], [20], [21]}、RC構造物を対象として、弾塑性応力-歪関係を単一の柱に与えた D. A. Pecknold の研究^{[15], [16]}、RC架構の応答と歪硬化を含む降伏条件を考慮して求めた滝沢の研究^{[17], [18]}がある。

本章では、第2、4章で既に示したと同様、部材端に弾塑性ジョイントをもつ建築立体架構と解析の対象として、ジョイントにおける断面力間の相互作用と塑性流れ則を適用した地震応答解析法を示すとともに、剛性の偏在する1層架構の接れ

たな性材の基本的性質を示し、降伏条件の地震応答に及ぼす影響を明らかにする。
次に、3層1張間立体架構について二方向乃至三方向地震動の作用する場合の応答
について比較検討し、合せて、立体架構の動力特性を明らかにする。

2 弾塑性ジョイントの降伏条件と履歴特性

部材あるいは接合部における降伏条件とその後の挙動については、既に、第2章
において弾塑性ジョイントの降伏条件として

$$\left| \frac{M}{M_Y} \right| + \left| \frac{N}{N_Y} \right| = 1 \quad (5-1)$$

を与え、また、第4章では、筋違材の塑性座屈の条件として

$$\left| \frac{M}{M_Y} \right| + \left(\frac{N}{N_Y} \right)^2 = 1 \quad (5-2)$$

を採用してきたが、本節では、それらの条件を含む一般的表現を与える。

一般に金属材料では、材料の等質、等方性が仮定できて von Mises の降伏条
件が実験結果とよく一致することが知られている¹⁹⁾。構造物の揺れ振動または立
体振動の解析を行なう場合、任意断面をもつ部材の正確な降伏条件を求めて利用す
ることは複雑さを増すため、ここでは、断面力に関する降伏条件式を採用するが、
円形断面、H型断面など特定の断面については近似解が得られている^{20, 21)}。

部材の降伏条件はその断面に作用する断面力相互の状態により定まると考えられ
るから、ここでは、降伏条件式を次式で表現する。

$$\Phi = \Phi(p_x, p_y, p_r, p_n) = c \quad (5-3)$$

ここに、 p_x, p_y, p_r はジョイントに作用する x 方向、 y 方向モーメント、捻りモ
ーメントであり、 p_n は軸力である。塑性変形増分は上式で示される降伏曲面に直交
するという Reuss の条件を仮定し、その比例定数 λ を (5-3) 式の微分形から
以下のように導く。

$$\frac{\dot{\Phi}}{\frac{\partial \Phi}{\partial p_x}} = \frac{\dot{\Phi}}{\frac{\partial \Phi}{\partial p_y}} = \frac{\dot{\Phi}}{\frac{\partial \Phi}{\partial p_r}} = \frac{\dot{\Phi}}{\frac{\partial \Phi}{\partial p_n}} \equiv \lambda \quad (5-4)$$

$$\frac{\partial \Phi}{\partial t} = \dot{\Phi} = \frac{\partial \Phi}{\partial p_x} \dot{p}_x + \frac{\partial \Phi}{\partial p_y} \dot{p}_y + \frac{\partial \Phi}{\partial p_r} \dot{p}_r + \frac{\partial \Phi}{\partial p_n} \dot{p}_n = \dot{c} \quad (5-5)$$

ここに、 $\dot{\varphi}_j^P$ は断面力 P_j 、 M_j/M_0 に対応する変形のうち、塑性変形の増分であり、(5-5)式右辺の \dot{c} は材料の歪硬化を考えた場合には塑性仕事の間数として表わされ、完全弾塑性の場合は零となる。

微小時間についての、変形増分 $\dot{\varphi}_j$ は弾性変形増分 $\dot{\varphi}_j^E$ と塑性変形増分 $\dot{\varphi}_j^P$ の和として次式で表わす。

$$\dot{\varphi}_j = \dot{\varphi}_j^E + \dot{\varphi}_j^P \quad (5-6)$$

断面力 P_j に対応する変形 φ_j といふれも弾性限の値で無次元化すると、剛性マトリックスは単位マトリックスで与えられるため、断面力増分は次式で書かれる。

$$\dot{P}_j = \dot{\varphi}_j^E = \dot{\varphi}_j - \dot{\varphi}_j^P = \dot{\varphi}_j - \lambda \frac{\partial \bar{\epsilon}}{\partial P_j} \quad (5-7)$$

比例定数 λ は塑性仕事増分を \dot{w}^P とすると、(5-5)~(5-7)式を用いて次のように導かれる。

$$\dot{c} = \left\langle \frac{\partial \bar{\epsilon}}{\partial P_j} \cdot \dot{P}_j \right\rangle = \left\langle \frac{\partial \bar{\epsilon}}{\partial P_j} \cdot \dot{\varphi}_j^E \right\rangle = \left\langle \frac{\partial \bar{\epsilon}}{\partial P_j} \cdot \dot{\varphi}_j \right\rangle - \lambda \left\langle \frac{\partial \bar{\epsilon}}{\partial P_j} \cdot \frac{\partial \bar{\epsilon}}{\partial P_j} \right\rangle \quad (5-8)$$

$$\dot{w}^P = \langle P_j \cdot \dot{\varphi}_j^P \rangle = \bar{\epsilon} \cdot \dot{\varphi}^P \quad (5-9)$$

$$\dot{c} = \frac{\dot{c}}{\dot{w}^P} \dot{w}^P = \frac{1}{c} \cdot \frac{dc}{d\bar{\epsilon}^P} \langle P_j \cdot \frac{\partial \bar{\epsilon}}{\partial P_j} \rangle \lambda \quad (5-10)$$

(5-8), (5-10)式を等置して次式を得る。

$$\lambda = \frac{\left\langle \frac{\partial \bar{\epsilon}}{\partial P_j} \cdot \dot{\varphi}_j \right\rangle}{\frac{1}{c} \cdot \frac{dc}{d\bar{\epsilon}^P} \langle P_j \cdot \frac{\partial \bar{\epsilon}}{\partial P_j} \rangle + \left\langle \frac{\partial \bar{\epsilon}}{\partial P_j} \cdot \frac{\partial \bar{\epsilon}}{\partial P_j} \right\rangle} \quad (5-11)$$

ここに、 $\bar{\epsilon}^P$ は塑性仕事 w^P を相当断面力 \sqrt{c} で除いた値であり、相当塑性変形として(5-14)式のように定義され、完全弾塑性材料を仮定すると(5-11)式右辺分母の第1項は零となる。 $\langle a \cdot b \rangle$ は a と b の内積である。

(5-11)式を(5-7)式に代入すると断面力増分と変形増分の関係が得られる。

$$\dot{P}_j = \dot{\varphi}_j - \frac{\left\langle \frac{\partial \bar{\epsilon}}{\partial P_j} \cdot \dot{\varphi}_j \right\rangle}{\frac{1}{c} \cdot \frac{dc}{d\bar{\epsilon}^P} \langle P_j \cdot \frac{\partial \bar{\epsilon}}{\partial P_j} \rangle + \left\langle \frac{\partial \bar{\epsilon}}{\partial P_j} \cdot \frac{\partial \bar{\epsilon}}{\partial P_j} \right\rangle} \cdot \frac{\partial \bar{\epsilon}}{\partial P_j} \equiv f_{ij} \dot{\varphi}_j \quad (5-12)$$

簡単のため、降伏条件式を近似的に次式で与えられると仮定する。²²⁾

$$\bar{\epsilon} = (P_x^2 + P_r^2 + P_r^2 + P_N^2)^{1/2} = c \quad (5-13)$$

ここで 歪硬化を生じない材料を仮定すると(5-12)式右辺の分母は定数となり、塑性仕事増分は次式で与えられる。

$$\begin{aligned} dW_P &= \langle p_j \cdot \dot{\epsilon}_j^P \rangle = \lambda \langle p_j \cdot \dot{\epsilon}_j \rangle = \frac{1}{\lambda} \langle \dot{\epsilon}_j^P \cdot \dot{\epsilon}_j^P \rangle = (\dot{\epsilon}_x^P{}^2 + \dot{\epsilon}_y^P{}^2 + \dot{\epsilon}_z^P{}^2 + \dot{\epsilon}_\theta^P{}^2)^{1/2} \\ &\equiv \dot{\epsilon}^P \end{aligned} \quad (5-14)$$

上式を時間について積分すると、地震時の正負繰返し履歴を与える場合のエネルギー消費量を求めることができる。上式は、勿論、単一の断面力が作用する場合にも成立し、多種断面力が作用する場合のエネルギー消費能力を、単一の断面力が作用する場合と対応させ得る故、実験結果との比較対照も容易と考えられる。

3 立体建築架構の運動方程式

部材端部に弾塑性ジョイント領域をもち、他を弾性と仮定した多層多張間立体建築架構の無次元運動方程式は、水平2方向 X, Y , 撓れ T および鉛直方向 Z に関し、次式のように表現される。

$$\begin{aligned} &\begin{pmatrix} [a] & [0] & [0] & [0] \\ [a] & [0] & [0] & \\ [a_T] & [0] & & \\ [a_z] & & & \end{pmatrix} \frac{d^2}{d\tau^2} + \begin{pmatrix} [b_{xx}] & [b_{xy}] & [b_{xt}] & [b_{xz}] \\ [b_{yx}] & [b_{yy}] & [b_{yt}] & [b_{yz}] \\ [b_{tx}] & [b_{ty}] & [b_{tt}] & [b_{tz}] \\ [b_{zx}] & [b_{zy}] & [b_{zt}] & [b_{zz}] \end{pmatrix} \frac{d}{d\tau} + \begin{pmatrix} [n_{xx}] & [n_{xy}] & [n_{xt}] & [0] \\ [n_{yx}] & [n_{yy}] & [0] & \\ [n_{tx}] & [0] & & \\ [n_{zx}] & & & \end{pmatrix} \begin{pmatrix} \{r_{xt}\} \\ \{r_{yt}\} \\ \{r_{tt}\} \\ \{r_{zt}\} \end{pmatrix} \\ &+ \begin{pmatrix} [c_{xx}] & [0] & [0] & [0] \\ [0] & [c_{yy}] & [0] & [0] \\ [c_{tx}] & [c_{ty}] & [c_{tt}] & [0] \\ [c_{zx}] & [c_{zy}] & [c_{zt}] & [c_{zz}] \end{pmatrix} \begin{pmatrix} \{r_x\} \\ \{r_y\} \\ \{r_t\} \\ \{r_z\} \end{pmatrix} = - \begin{pmatrix} [a] & [0] & [0] & [0] \\ [a] & [0] & [0] & \\ [a_T] & [0] & & \\ [a_z] & & & \end{pmatrix} \begin{pmatrix} \{1\} \alpha_x \cdot \alpha_x(\tau) \\ \{1\} \alpha_y \cdot \alpha_y(\tau) \\ \{1\} \alpha_T \cdot \alpha_T(\tau) \\ \{1\} \alpha_z \cdot \alpha_z(\tau) \end{pmatrix} \quad (5-15) \end{aligned}$$

(5-15)式の左辺第1項は慣性項であり、小行列 $[a]$, $[a_T]$, $[a_z]$ はそれぞれ質量マトリックス、重心位置における撓れ回転慣性マトリックス、鉛直方向に関する質量マトリックスである。左辺第2項は減衰マトリックス、第3項は柱軸方向力が水平変位に伴って生じさせる剪断力または撓れ抵抗の減衰を示す、いわゆる、 $P-\Delta$ の影響を意味し、動的軸力は左右の柱で消滅されて含まれない。左辺第4項は斜材を含まない架構の慣性力であり、曲げモーメント $\{r_x\}$, $\{r_y\}$ は(5-16)式、撓れモーメント $\{r_t\}$ と軸力 $\{r_z\}$ は(5-17)式で表現される無次元量である。

$$\begin{Bmatrix} \{P_x\} \\ \{P_y\} \end{Bmatrix} = \begin{bmatrix} [\lambda_{xx}] & [0] & [\lambda_{xz}] \\ [0] & [\lambda_{yy}] & [\lambda_{yz}] \end{bmatrix} \begin{Bmatrix} \{z_x\} \\ \{z_y\} \\ \{z_z\} \end{Bmatrix} + \begin{bmatrix} [\sigma_{xx}] & [0] \\ [0] & [\sigma_{yy}] \end{bmatrix} \begin{Bmatrix} \{P_x\} \\ \{P_y\} \end{Bmatrix} - \begin{bmatrix} [\nu_{xz}] & [0] \\ [0] & [\nu_{yz}] \end{bmatrix} \begin{Bmatrix} \{z_x\} \\ \{z_y\} \end{Bmatrix} \quad (5-16)$$

$$\begin{Bmatrix} \{P_x\} \\ \{P_y\} \end{Bmatrix} = \begin{bmatrix} [\lambda_{xx}] & [0] \\ [0] & [\lambda_{yy}] \end{bmatrix} \begin{Bmatrix} \{z_x\} \\ \{z_y\} \end{Bmatrix} - \begin{bmatrix} [\sigma_{xx}] & [0] \\ [0] & [\sigma_{yy}] \end{bmatrix} \begin{Bmatrix} \{P_x\} \\ \{P_y\} \end{Bmatrix} \quad (5-17)$$

ここに、 $\{z_x\}$, $\{z_y\}$, $\{z_z\}$ は弾塑性ジョイントにおける X 方向, Y 方向, 接合の相対回転角であり, $\{z_z\}$ はジョイントの軸方向相対伸縮を表わす。各架構の運動変位 $\{z_x\}$, $\{z_y\}$, $\{z_z\}$ は構造物の重心位置の変位 $\{z_{x0}\}$, $\{z_{y0}\}$, $\{z_{z0}\}$ と次式で結ばれる。

$$\begin{Bmatrix} \{z_x\} \\ \{z_y\} \end{Bmatrix} = \begin{bmatrix} [l_{xx}] & [0] & [l_{xz}] \\ [0] & [l_{yy}] & [l_{yz}] \end{bmatrix} \begin{Bmatrix} \{z_{x0}\} \\ \{z_{y0}\} \\ \{z_{z0}\} \end{Bmatrix} \quad (5-18)$$

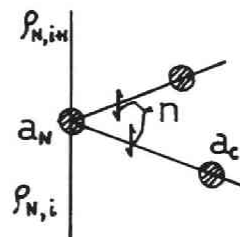
(5-15) ~ (5-18) 式および各弾塑性ジョイントにおける断面力と変形の関係を用いて、立体建築架構の地震応答が求められる。

一般に、建築架構の地震応答は各層床面の剛性が大まかに仮定して解析されることが多いが、床面の面外剛性は面内剛性に比べて弱く、特に、大張間構造形式をとる場合には、架構中間部質量による鉛直方向慣性力を無視できない場合がある^{23,24)}。(5-15) 式の第 4 式と、柱頭に集中する質量と、梁中央部に集中する質量に代表させた運動方程式は、減衰項を省略して、次のように書ける。

$$[a_c] \frac{d^2}{dt^2} \{z_c\} + \{g\} = -[a_c] \{1\} d_2 \cdot d_2(t) \quad (5-19)$$

$$[a_w] \frac{d^2}{dt^2} \{z_w\} + [c_w] \{P_w\} - \{\hat{n}\} = -[a_w] \{1\} d_2 \cdot d_2(t) \quad (5-20)$$

ここに、 $[a_c]$, $[a_w]$ は梁中間部と柱頭に集中する質量マトリックス、 $\{z_c\}$, $\{z_w\}$ は対応する点の運動変位、 $\{g\}$ は梁中間部の慣性力に抵抗するせん断力であり、(5-16) 式中の $\{P\}$ に等しい。 $\{\hat{n}\}$ は、この場合、梁から柱に伝達される軸力の総和であり、対象とする質点の位置レベルにおける梁の曲げモーメントと中央質量によって生ずる慣性力である。 Fig.5-1 Definition of axial force.



表現される。

$$\{\dot{\eta}\} = [d_1]\{\dot{p}\} + [d_2]\{\dot{p}\} \quad (5-21)$$

梁中央の鉛直方向運動変位 $\{\eta_c\}$ は部材端の鉛直方向変位，材端回転角および単純梁と考えるときの中央部の慣性力による変位の和で与えられる。

$$\{\eta_c\} = [h_1]\{\eta_1\} + [h_2]\{\dot{p}\} + [h_3]\{\dot{p}\} \quad (5-22)$$

以上の諸式から，立休架構に3成分地震動が作用したときの接れを含む地震応答が得られるが，上下動のみを対象としたときの弾性域における固有値方程式および主要なマトリックスについては Appendix に詳述する。

4 立体架構の弾塑性接れ振動性状

4.1 序

一般に、建築構造物には比較的均等な剛性分布と質量分布を与えることを設計の基本方針としているが、現実には質量の偏在や剛性の不均質は避け難くある程度の接れ振動を予測しなければならない。接れ振動が構造物の耐震安全性に多大な影響をもつことは、激震時における構造物の被害状況をみるまでもなく、従来から繰返し指摘されており、耐震設計上の重要な問題となっている。また、最近では、構造物自身に質量や剛性の偏在がない場合においても、例えば、地震波入力が斜め下向から入射されるような場合には、構造物各位置に地震波の到達する時間にずれが生じるために、並進運動に加えて接れ振動の生ずることが明らかにされている。^{25,26)} 構造物が弾性範囲の挙動に終始するような中乃至初震に対しては解の重畳性により並進振動と接れ振動を個別に検討することが可能であるが、激乃至烈震時における構造物の終局耐震安全性が問題となる場合、即ち、弾塑性挙動を予測しなければならない場合には、架構の復元力特性を各振動成分に別個に与える解析方法では、筋力や耐震壁など主として一方向の復元力に貢献する耐震要素が互垂直な構造物についてはその2軸曲げモーメント、接りモーメント、軸方向力などが同時に作用する部材の塑性挙動が予想される場合には、それらの相互作用を考慮した詳細な構造物モデルによってその耐震安全性を評価する必要がある。

ここでは、第2章、第4章に述べた方法と接れ振動に適用し、弾塑性ジョイントをもつ1層1張間の立体架構を解析の対象として、降伏曲面と考慮した非定常非線形接れ地震応答の基本的な振動性状について考察する。

4.2 構造物モデルの動特性と入力地震動

質量は平面内に均等に分布し、柱剛性の每一方向に対して偏在する Fig. 5-2 に示すような架構モデルを解析の対象として、架構動特性を表わすパラメータを以下のように設定する。

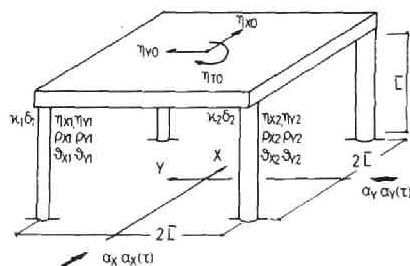


Fig. 5-2 Model structure.

柱脚固定、梁剛性無限大の架構に

閉して 柱部材の剛比 k を次式で与える。

$$k = \frac{h \cdot \alpha \delta}{l} \quad (5-23)$$

ここに、 $h = H/\bar{H}$ 、 $\alpha \delta = B/\bar{B}$ 、 $l = L/\bar{L}$ はそれぞれ基準部材に対する部材成、弾塑性ジョイント強度、部材長の比であり、Y方向については対称架構とし、X方向のみ2種の異なる柱によって構成される架構を考慮、同じ方の柱の剛比 k_1 と強い方の柱の剛比 k_2 の比 $\beta = k_2/k_1$ をパラメータとして $\beta = 1.0, 1.2, 1.4, 2.0, 4.0, 8.0$ という偏心量の異なる6種類のモデルを想定する。構造物の非線形振動と解析の対象とする場合、弾性限界値 E 一定とした架構と弾塑性ポテンシヤルエネルギーと等しく与えた2種の架構よりなる構造物として架構の振動特性はかなり異なり、弾塑性ポテンシヤルエネルギー一定という想定は塑性領域における振動挙動を減少させる効果をもつことが指摘されており、ここでは典型的な2種類のモデルと解析の対象とする。即ち、MODEL A では柱部材成が一定であり、

$$s = \delta/\bar{\delta} = \frac{\alpha \delta}{k} = \frac{l}{h} \quad (5-24)$$

上式で与えられる弾塑性ジョイント領域の弾性限相対回転角が等しく、また、ジョ

Table 5-1 Nondimensional dynamic characteristics of model structures.

MODEL		MODEL A				MODEL B		
β		1.0	1.2	2.0	4.0	1.2	2.0	4.0
k_1, κ_1		4.500	4.091	3.000	1.800	4.091	3.000	1.800
k_2, κ_2		4.500	4.909	6.000	7.200	4.909	6.000	7.200
δ_1		1.000	1.000	1.000	1.000	1.050	1.243	1.667
δ_2		1.000	1.000	1.000	1.000	0.958	0.879	0.833
$\kappa_1 \delta_1$		4.500	4.091	3.000	1.800	4.295	3.728	3.000
$\kappa_2 \delta_2$		4.500	4.909	6.000	7.200	4.705	5.272	6.000
$\kappa_1 \delta_1^2$		4.500	4.091	3.000	1.800	4.509	4.632	5.000
$\kappa_2 \delta_2^2$		4.500	4.909	6.000	7.200	4.509	4.632	5.000
$n=0$	1τ	2.180	2.187	2.273	2.502	2.187	2.273	2.502
	3τ	1.259	1.257	1.242	1.211	1.257	1.242	1.211
$s=0.4$	n_1	0.159	0.176	0.239	0.398	0.159	0.155	0.143
	n_2	0.159	0.146	0.119	0.095	0.159	0.155	0.143
	1τ	2.192	2.199	2.290	2.533	2.199	2.290	2.533
	3τ	1.277	1.276	1.259	1.226	1.276	1.259	1.226
$s=0.2$	n_1	0.318	0.350	0.477	0.796	0.318	0.309	0.286
	n_2	0.318	0.292	0.239	0.199	0.318	0.309	0.286
	1τ	2.204	2.212	2.308	2.566	2.212	2.308	2.566
	3τ	1.297	1.295	1.277	1.242	1.295	1.277	1.242

ジョイント強度 $\alpha\delta$ と部材剛比 k の比が一定となる架構を考え、MODEL B においては各ジョイントにおける弾性限とテンシカルエネルギーを一定とする架構モデル。即ち、部材成と弾性限相対回転角の異なる柱によって構成された架構を想定する。ただし、A, B のいずれのモデルも全降伏強度の知みよび弾性域における動特性は等しくなるように設定する。

弾塑性ジョイントの降伏モーメント M_Y と降伏軸力 N_Y はジョイント断面形状に応じて次の如く結ばれる。

$$\begin{aligned} \text{H型断面} \quad \frac{B}{N_Y} &= \frac{1/2 + R}{1+R} \cdot \frac{H}{2} & \frac{B}{N_Y H} &\rightarrow \frac{1}{2} \quad (A_w \rightarrow 0) \\ & & \frac{B}{N_Y H} &\rightarrow \frac{1}{4} \quad (A_w \gg A_F) \end{aligned} \quad (5-25)$$

$$\begin{aligned} \text{O型断面} \quad \frac{B}{N_Y} &= \frac{4}{3\pi} \frac{H^2 + H H' + H'^2}{H + H'} & \frac{B}{N_Y H} &\rightarrow \frac{4}{3\pi} \quad (H' \rightarrow 0) \\ & & \frac{B}{N_Y H} &\rightarrow \frac{2}{\pi} \quad (H \approx H') \end{aligned} \quad (5-26)$$

ここに、 $R = A_F / A_w$ は H 型断面のフラッシュ面積とウェブ面積の比、 H, H' は O 型断面の外径および内径である。特定の断面形状に対する降伏条件式は複雑であるため、次式によって近似的に表現されるものと仮定し、非線形化も考慮外とする。

$$p_x^2 + p_y^2 + p_z^2 + n^2 = 1 \quad (5-27)$$

この架構の全せん断耐力は base shear 係数 S によって設計されるものと考えれば、重力によって生ずる無次元軸方向力 n は次式で与えられる。

$$n_{io} = \frac{N_{io}}{N_Y} = \frac{B}{N_Y H} \cdot \frac{H}{L} \cdot \frac{1}{S \cdot f_i} \cdot \frac{1}{2} \sum_{j=1}^4 \{ \alpha_j \delta_j (1 - n_{jo}^2)^{1/2} \} \quad (5-28)$$

ここに、 $f_i = N_{iY} / N_Y = \alpha_i \delta_i / k_i$ である。以上より定まる各構造物モデルの動特性を Table 5-1 に示す。偏心量 β に対応する柱部材の剛比 k_i 、弾性限相対回転角 δ_i 、弾性限曲げ強度 $\alpha_i \delta_i$ と弾性限とテンシカルエネルギー $\alpha_i \delta_i^2$ および重力による軸力無視した場合 ($n=0$) と base shear 係数 $S=0.4, 0.2$ に対応する軸力を考慮した場合の偏心を含む方向に関する固有周期 T_1 、 T_2 と軸力 n_1, n_2 をいすも無次元量で示しており、 β が増加し、偏心量が増えるにつれて 2 個の固有周期の差は増加する。なお $\beta=1$ のときは完全に非対称な構造物モデルであり、 γ 方向の周期は $\beta=1$ の場合の周期に一致する。

入力地震動としては構造物の固有周期に同期する cosine 波一波および Vernon 地震波形関数を採用する。

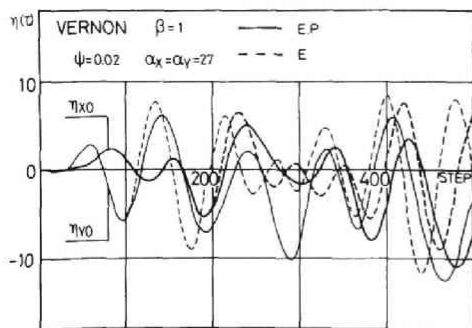
$$1) \quad \alpha(\tau) = \cos \omega \tau \{ S(\tau) - S(\tau - 2\pi/\omega) \}$$

$$2) \quad \text{Vernon, 1933, } 582^\circ\text{E, } N08^\circ\text{E}$$

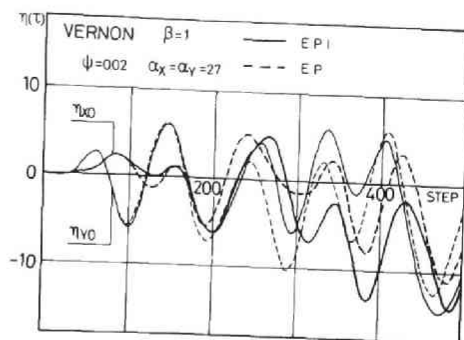
Vernon 地震波形は原波形 9 秒を時間刻み 0.0025 sec. 間隔に補間して 1000 step まで、実時間にして 2.5 秒の応答を求めた。周波数パラメータは架構が 1 層であることを考慮して $\psi = \pi/T_d$ $\tau/T_d = 0.02, 0.04, 0.06$ を採用する。これらは原波形に対して 0.18 秒, 0.36 秒, 0.54 秒の基本固有周期をもつ構造物に相当し、第 2 章に示した Vernon 波形スペクトルのピークをばさむ 3 点に位置する構造物を考えたこととなる。また、強度パラメータ $\alpha = 3.6, 10.8, 18, 27, 36, 54$ は base shear 係数 $S = 0.4$ に対し、外乱加速度最大振幅が $A/g = 0.04, 0.12, 0.2, 0.3, 0.4, 0.6$ を考えたことに相当する。

4.3 2 方向水平地震動の作用する対称架構の応答性状

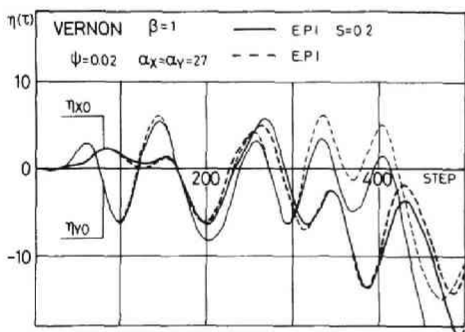
振れ応答について検討する前に偏心のない対称架構, $\beta = 1$ の場合について、二方向入力と降伏条件の差が応答に及ぼす基本的な性質について考察する。解析は弾性応答 (図中 E), 二方向別々に完全弾塑性型履歴特性をもつ架構の応答 (E, P.) および降伏曲面とそれとで塑性変形増分と応力増分の直交性を考慮した応答 (E, P, I.) を主として求め、比較のため、base shear 係数 $S = 0.2, S = 0.4$ に相当する軸力も考慮した応答 (EPI $S = 0.2$), (EPI $S = 0.4$) および前者から P- Δ の影響のみを除いた応答 (EPI $S = 0.2$ neglecting P- Δ) を E 求め、また、Fig. 4-3 にこれらの重心位置の無次元変位応答 $\gamma_{x0} = X_0/\sqrt{2}$ と $\gamma_{y0} = Y_0/\sqrt{2}$ を示す。図中 (a) ~ (e) は $\psi = 0.02$, (g), (h) は $\psi = 0.04$, (f) は $\psi = 0.06$ の場合のいづれも $\alpha = 27$ に対する応答である。弾性応答については外乱卓越周波数近傍に固有周期をもつ $\psi = 0.04$ の場合に振幅が大幅に増大しているのが特徴的であり、弾塑性応答では二方向外乱の特性にたじろ、各方向別々に塑性域に達するのを利用し、このに対し、断面力間の相互作用を考慮すると、一方の方向が塑性域に達するとき、他方の応答は小さくてもその影響を受けて塑性挙動を示すことになり、むしろ、応答が小さかった方向に対する影響が顕著であり、その後の挙動も変化することになり、 $\psi = 0.04, 0.06$ の場合のよって、比較的初期の段階に最大応答を生じ、その



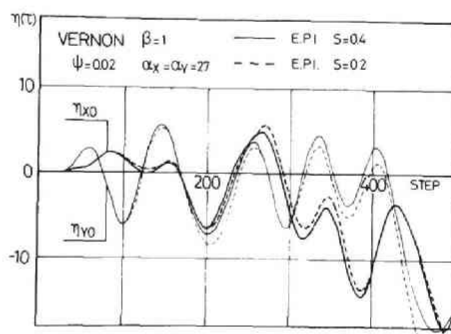
(a)



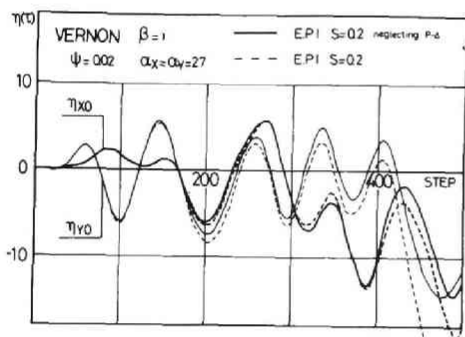
(b)



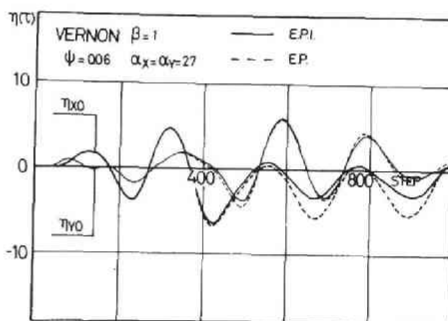
(c)



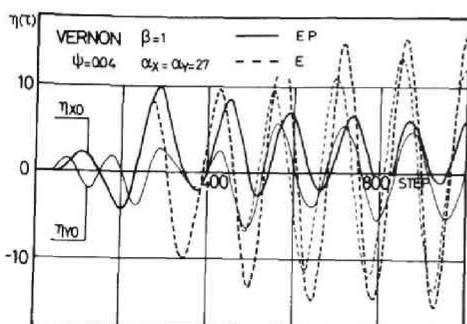
(d)



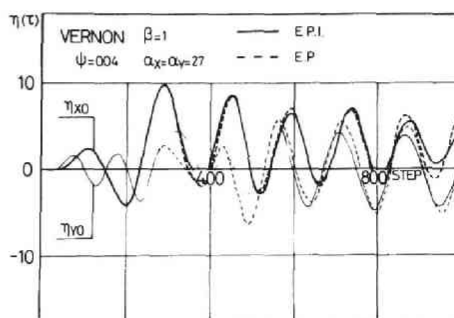
(e)



(f)



(g)



(h)

Fig.5-3 Nondimensional displacement of model structures with various yield conditions.

絶対値の小さいときには相互作用の影響も顕著でないが、 $\psi=0.02$ の場合のように塑性変形によって架橋周期が伸びる結果、外乱の卓越振動数の領域に入り、次第に応答が増幅されるようになると、相互作用の影響は応答を増加させる傾向をもつ。降伏条件に軸力を考慮し、さらに、 $P-\Delta$ の影響も考へると、 $\psi=0.02$ の場合、残留変形が一方側に蓄積し、応答は極度に増大する。なお、軸力を考慮した場合には、架橋の無次元周期は若干増加するが、外乱周波数特性の影響を除くため、周波数パラメータ γ を一定として解析している。図 (d) に示すように、初期軸力の小さい base shear 係数 $S=0.4$ の架構モデルの応答は $S=0.2$ の架構に比して強度比を一定にしているにも拘らず小さく、 $P-\Delta$ の影響を無視した (e) 図に示す応答は、さらに、減少することから、構造物の応答レベルの高い場合に $P-\Delta$ の影響は応答を増加させることが予想できる。これは、完全弾塑性型の履歴特性を仮定しているため、 $P-\Delta$ によって塑性域における繰り力の勾配が重なることが主要な原因と考えられる。

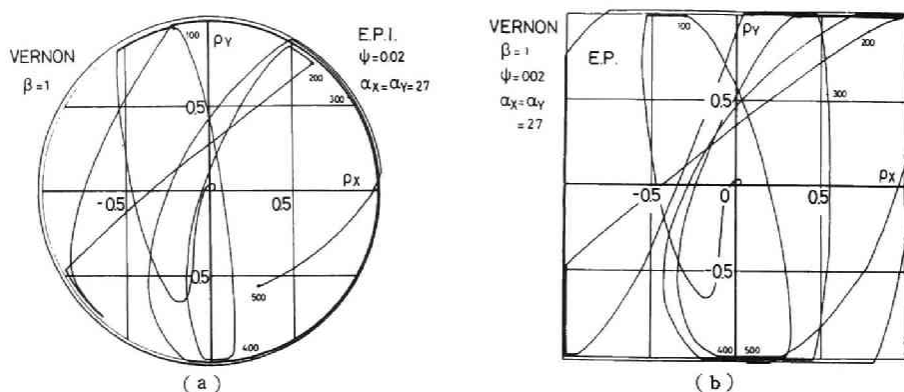


Fig.5-4 Locus of nondimensional moment vector of local joint.

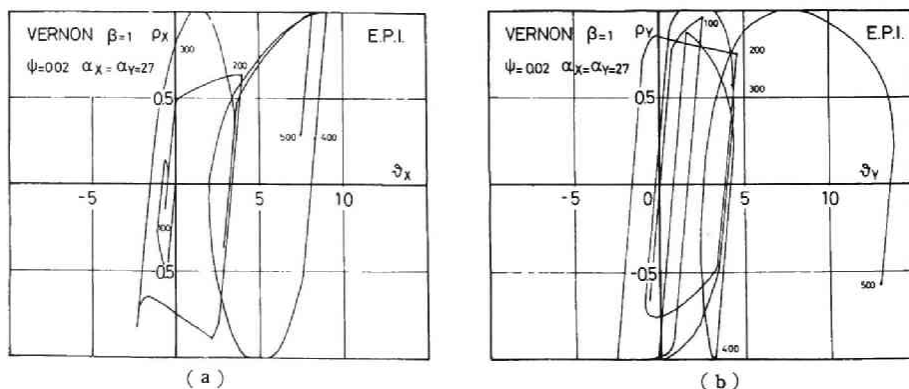


Fig.5-5 Dimensionless restoring force characteristics of a joint.

$\alpha = 27$, $\psi = 0.02$ の架構モデルの応答から x 方向, y 方向の曲げモーメント M_x , M_y の軌跡を描くと Fig. 5-4 とする。図中の数字は時間経過をあらわす時刻を示しており (a) 図は (5-27) 式で与えられた降伏曲面上の軌跡であり、二方向の曲げモーメントのベクトルが降伏曲面上に達すると次に強性域に戻るまでは外周に沿って移動する様子が理解できる。(b) 図は二方向別個に完全弾塑性型の履歴特性を与えた場合の軌跡である。これらの曲げモーメントと、対応する相対回転角の関係は Fig. 5-5 の履歴をたどり、断面力間の相互作用を考慮しない復元力特性からは予想し得ない複雑な履歴を示す。Fig. 5-6, 7 は架構重心の運動変位ベクトルとジョイントの相対回転角ベクトルの軌跡である。梁剛性無限大の架構を対象としているため、これらは類似の挙動を示す。同じ地震波形について、2方向の強度の相異が変位応答に与える影響をみた図が Fig. 5-8, 9 であり、図中の破線は相互作用を考慮しない応答を示す。二方向の外力の性質にも関係するが、直交する外力

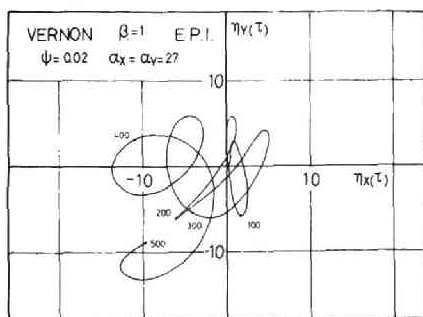


Fig. 5-6 Locus of displacement vector of a model structure.

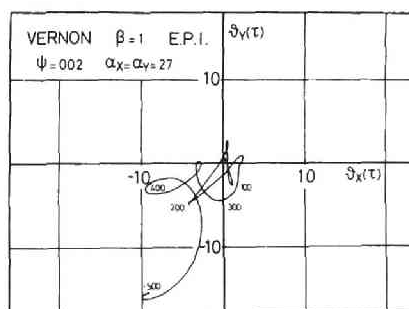


Fig. 5-7 Locus of ductility ratio vector of a local joint.

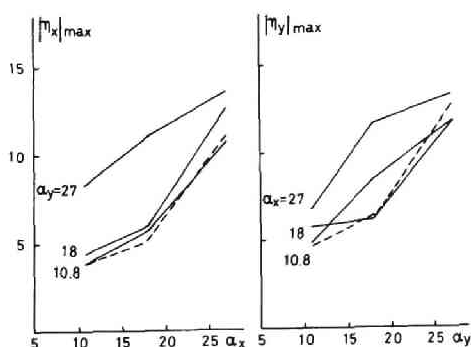


Fig. 5-8 Maximum displacement due to different motion.

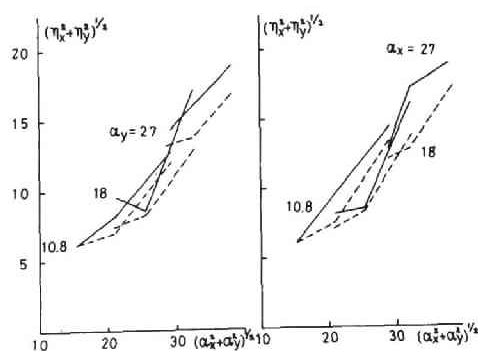


Fig. 5-9 Average of 2 components of maximum displacements.

の値によって応答が1.5～2倍程度に増加する場合もあるが、対象とする方向の外乱強度が大きいたまは相互作用の影響は小さくなる。各方向の最大応答の二乗和の平方根と外乱強度和の平方根との関係で見ると、構造物全体の挙動としては相互作用を考慮せず、各個に求めた応答と類似の傾向を示すことが判る。

Fig. 5-10 は概略的な耐震安全性の尺度として重要と思われるジョイント履歴消費エネルギーを入力エネルギーとともに時間軸上に示した図で、 E_{tx} , $E_{tx} + E_{ty}$ はx方向及び全入力エネルギー、 E_{px} , $E_{px} + E_{py}$ は対応する履歴消費エネルギーを意味し、いずれも、架構全体の弾性限ポテンシャルエネルギーの2倍の値で無次元化されている。相互作用を考慮すると、x, y 2方向の消費エネルギーが平均化され、外乱継続中に入力エネルギーが一時的増加するが、最終的には各方向独立に与えたときの入力エネルギーの和に近づいており、断面力の相互作用を考慮すると局所的な応答を増加させるため、その部分の変形能力に注意が必要である一方、構造物全体としてはむしろ応答を増加させるとは限らないと思われるが、更に、詳しい検討が必要であろう。

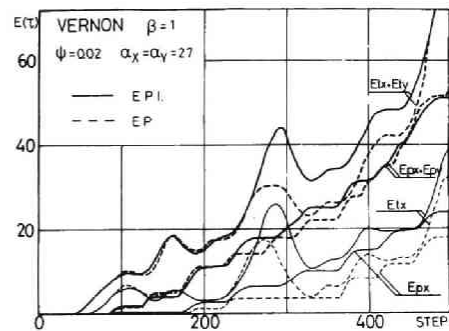


Fig.5-10 Transmitted energy and total value of dissipated hysteretic energy in local joints.

4.4 揺れ応答に対する相互作用の影響

偏心の有る構造物の揺れ応答に関する相互作用の影響を明らかにするため、架構の基座固有周期に同調する余弦波一波を入力地動とするときの応答をFig. 5-11～14に示す。横軸に偏心率を表わすパラメータ β をとり、外乱強度 α をパラメータとして重心の変位 γ_{x0} と揺れ角 γ_{T0} について、弾性限回転角一定の MODEL A と弾性限ポテンシャルエネルギー一定の MODEL B の応答を Figs. 5-11, 12 に比較すると、外乱強度の小さい範囲では重心の運動変位は偏心率 β に影響されず、両側の架構の平均的な応答を示すが、 α が大きくなると偏心率 β 及び相互作用によって変位応答は増加する。揺れ角応答 γ_{T0} は偏心率 β とともに増加するのは当然であるが、その傾向は MODEL A に著しく、 $\beta < 4$ では相互作用により揺れ角は大

さくながら $\beta > 4$ では逆に減りある。偏心量が大きくなると相互作用により入力と直交する方向でエネルギーが消費されるのに対し、相互作用を考慮しない弾性梁を一定の架橋モデル A では、ますます強い側の架橋の応答が増加するためと考えられる。架橋重心の揺れ角の応答と並進応答の比を縦軸にとった Fig. 5-13 によると

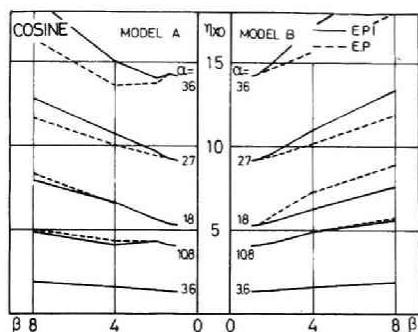


Fig.5-11 Peak value of translation of the center of gravity.

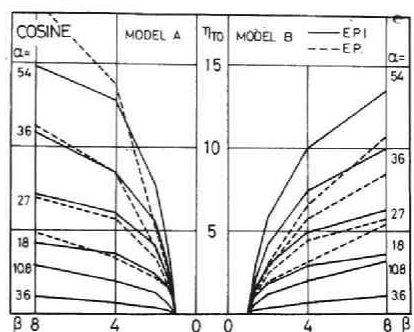


Fig.5-12 Peak value of torsion of the center of gravity.

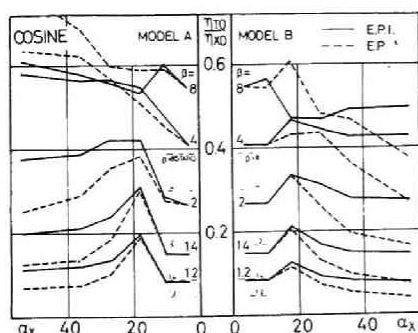


Fig.5-13 Ratio of max. response of torsion to that of translation.

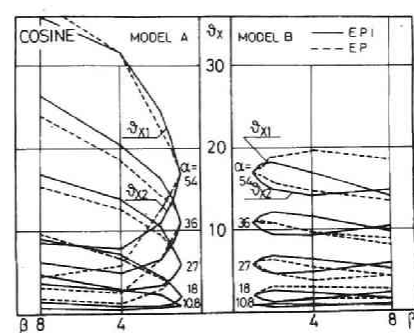
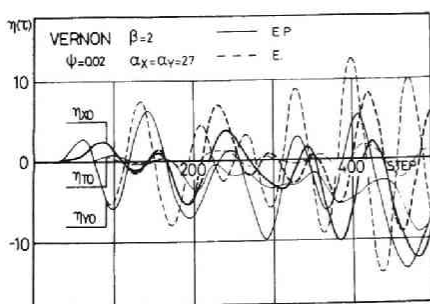
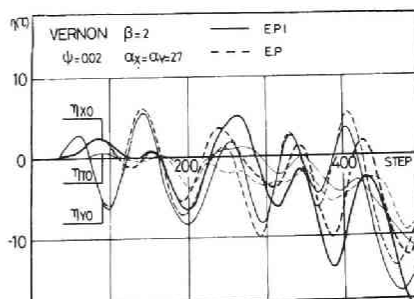


Fig.5-14 Peak value of joint rotation of flexible and rigid column



(a)



(b)

Fig.5-15 Nondimensional displacement of model structure ; $\beta=2$.

$\alpha < 20$ では、増加するが、 $\alpha > 20$ になると MODEL A, B とし、相互作用を考慮しない応答比は減少する。なお、同図中に架構の静的な偏心応答比 E-点線線が示れて、動的応答による揺れ量は静的外力による場合の 1.5~2.0 倍に増加することが判る。このように、概格的な耐震性の尺度である変位応答については、MODEL による相異は顕著ではなく、特に偏心量 β と外乱強度 α の大きい場合を除けば相互作用の影響は応答を増加させる傾向をもつか、Fig. 5-14 に示すように柔い架構の柱と硬い架構の柱の端部弾塑性ジョイントに生ずる靱性率応答、即ち、相対回転角応答の最大値には両 MODEL の差が著しく表われる。MODEL A については偏心量 β と外乱強度 α が増加すると柔い方の架構の、入力と同じ方向の靱性率応答 (ψ_{x1}) は硬い方の架構の応答 (ψ_{x2}) よりますます大きくなるのに対し、MODEL B では、 β , α に関係なく、柔い架構と硬い架構の両方応答の差はかなり減され、場合によっては逆転することが判る。以上、架構の基本固有周期に同調する全波の入力に対する応答結果であるが、 $\beta = 1, 2, 2.0$ の偏心をもつモデルについて、入力の周波数を変化した場合の応答を比較すると、揺れ周期に近い周期をもつ外力に対しては揺れ振動は当然助長される。

弾性限ポテンシャルエネルギーを一定とした MODEL B の偏心 $\beta = 2$ の架構について、Vernon 地震波形の $S82^\circ E$, $N08^\circ E$ の 2 成分を同時に作用させたときの変位応答を Fig. 5-15 に示す。(a) 図は弾性応答 (E) と完全弾塑性応答 (EP) の比較、(b) 図は相互作用の影響を示した図 (EPI) である。相互作用を考慮した場合の揺れた応は弾性応答の 3~4 倍となり、2 方向独立に完全弾塑性履歴を与えた場合の変位応答より 4 割程度応答の増加する場合があることを示しており、揺れ振動を生ずる恐れのある構造物の弾塑性挙動については、その耐震安全性について充分な検討が必要である。

5 3成分地震動の作用する立体架構の地震応答

5.1 序

建築構造物の終局的な耐震安全性と評価するためには、建築架構全体の概略的な耐震安全性の検討とともに、架構を構成する柱、梁、耐震要素などの個々の部材の耐震安全性の判定と具体的に行なうことが重要であり、これまでの各章においては構造物とある方向について質点系あるいは架構として抽象し、地震入力も一方向のみと考へてきた。本来、構造物はある空間に構成あるものであり、地震波は不特定の震源から種々の経路とにどって、対象とする構造物まで伝達される故、構造物の地震時挙動はこれらと全て含むような、現実に近い構造物モデルと地震波入力と考慮して検討しなければならない。架構乃至は構成部材が弾性範囲の挙動とする場合は種々の応答成分を重ね合わせることで、解を得ることができるが、激震乃至は烈震を受ける場合の終局的な架構の安全性を評価するためには、立体的な構造物挙動を把握し、その応答状況と考慮した耐震設計法を確立することが重要な課題となる。

本節では、部材端に弾塑性ジョイントをもつ、対称な3層立体架構を対象として水平2成分の地震動、あるいは、上下成分と加之る成分の地震動を入力としたときの架構の弾塑性地震応答性状を明らかにする。

5.2 立体架構モデルの動特性と上下動入力

解析の対象とする立体架構モデルは第2章の平面架構の解析に採用したモデルの1つと類似の架構によって構成される質量分布が一様な3層1張間立体架構であり、Fig.5-16に示す。解析モデルの動特性は質量分布 $\{m\} = \{1, 1, 1\}$ 、柱強度分布と剛性分布 $\{b\} = \{1, 1, 1\}$ 、弾塑性ジョイント幅と部材長の比 $\delta L/L = 1/20$ 、梁柱部材成比 $1, 2$ 、梁柱強度比 $\beta = 0.6$ 、曲げ耐力と軸方向耐力の比 $\mu = 1/\pi$ と設定し、3層の質

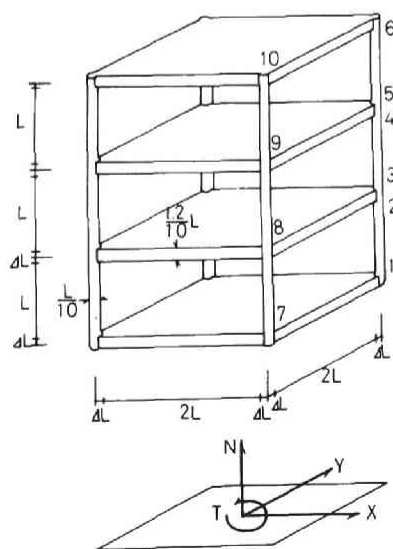


Fig.5-16 Model structure.

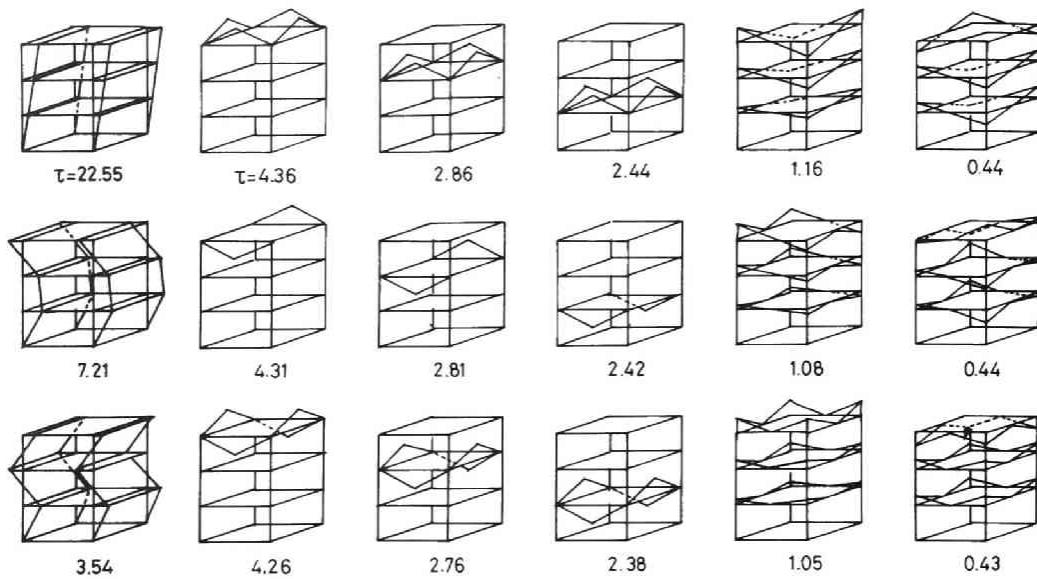


Fig.5-17 Nondimensional period and mode shape of the space structure.

量の $1/8$ が梁中央部と柱頭に集中して作用するものと仮定する。この立体架構モデルの無次元固有周期と固有モードを Fig. 5-17 に示す。 $T=22.55 \sim 3.54$ までは架構の水平変位に伴うモードであり、 $T=4.36 \sim 2.38$ までは梁中央に集中する質量の挙動が支配的な上下動に関するモードであり、両端固定された梁と両端支持された梁の固有周期の中間の値となり、それぞれの梁について独立に近い振動モードとなる。残りのモードは柱頭の動きが支配的なモードであり、柱の軸方向伸縮が微小なため、水平振動基本周期の $1/20$ 以下の周期となる。従って、地震応答に対する柱頭変形に関する挙動は剛体に近いものと予想される。立体振動を扱う場合の入力地震動としては、第2章に示した記録地震動の水平成分の他に Fig. 5-18 に示す加速度波形とスペクトルをもつ El Centro 地震の上下動成分を採用するか水平動と比較すると高次振動成分の多い波形であることが判る。

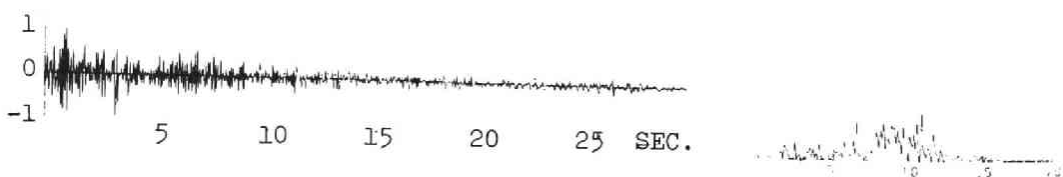


Fig.5-18 Wave form of U-D component of El Centro QUAKE and its spectral density.

5.3 水平2成分地震動が作用する立体架構の応答特性

前節に得られた動特性をもつ立体架構に Vernon 波形の $S82^{\circ}E, N08^{\circ}E$ の2成分を作用させたときの応答結果を以下に示す。柱用レール強度 $\mu \times 0.8 \times$ 方向, Y方向とも次式で与える。

$$\alpha = \frac{AFLE}{E} = \frac{8\bar{\beta}A/g}{8\sum m_i} = \frac{8\bar{\beta}A/g}{3\beta} \quad \bar{\beta} < 1$$

周波数パラメータは、ここでは、 α に關係して与え

$$\psi = \frac{\alpha}{\psi} = 30$$

とする。地震応答解析は次の三種の構造物について行なう

MODEL A—断面力間の相互作用を考慮せず, X方向, Y方向に独立な完全弾塑性型履歴特性をもつ場合

MODEL B—2方向曲げモーメントと相対回転角に関する相互作用を考慮した場合

MODEL C—2方向曲げモーメントと軸力との相互作用を考慮した場合

$\bar{\beta} = 0.6$, $\psi = 1/15$ の架構に2方向入力の作用した場合の各層運動変位を Fig. 5-19 に示す。曲げモーメントの相互作用による影響は少ないが, 2層柱脚の弾塑性ジョイント (No. 3) の靱性率応答は相互作用により2~6倍大きくなることから Fig. 5-20 に示され, $\bar{\beta} = 0.6$ と柱強度を梁強度より大きくとった場合でも, 柱部材の耐震安全性は2方向地震動を同時に考慮することによって相当低下する場合のあることが明らかである。 Figs. 5-21~22 には base shear 係数 $S =$

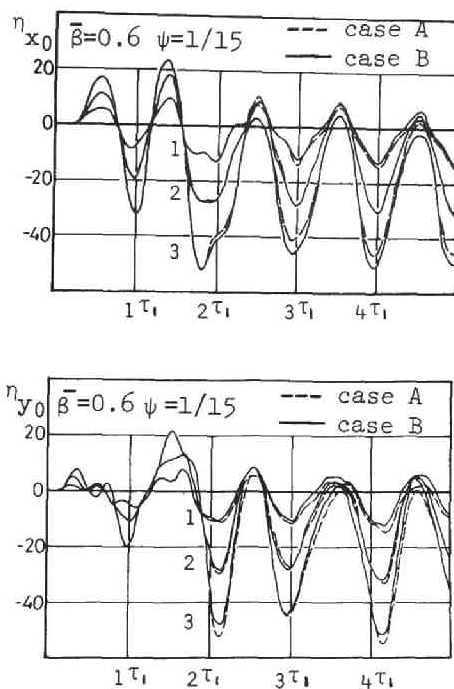


Fig. 5-19 Displacement.

5-24 に指定する初期条件を与えた場合の応答である。Fig.5-21 に示すように架構に生ずる捻れ角は、弾性状態では対称な構造物であっても、弾塑性ジョイントが塑性域に入ると急激に増加し、Fig.5-22 の a~d の位置にある3層柱脚のx方向、y方向相対変位は、初期条件の大小により各柱の軸方向力が異なることが原因となってそれぞれ異なる時刻層応答を示すことが判る。Table 5-2, 3 に、各層相対変位の最大値と柱及び梁の最大弾塑性率応答のうちの4個の部位の最小(最大)を梁柱強度比 $\bar{\beta}=0.6$ と 0.8 について、モデル A, B, C を比較して示した。ジョイント番号は Fig.5-16 に示すようにに

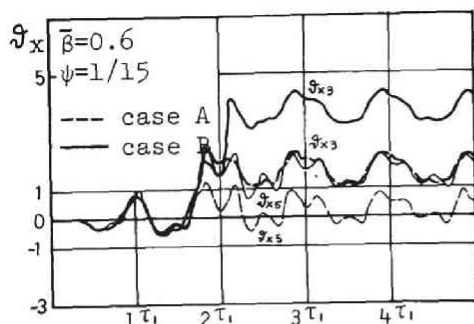
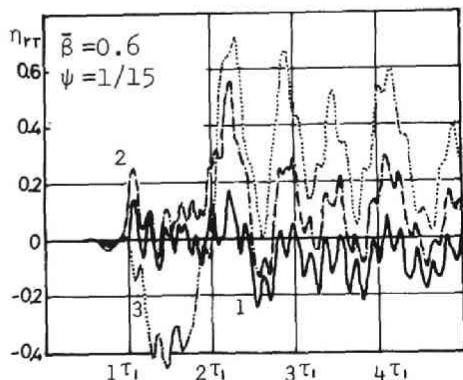
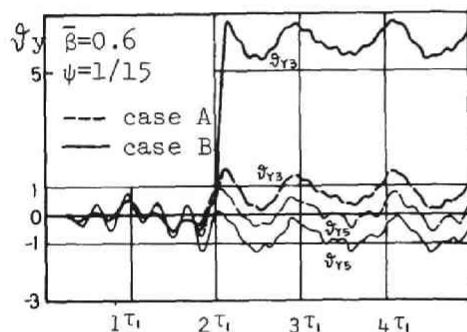
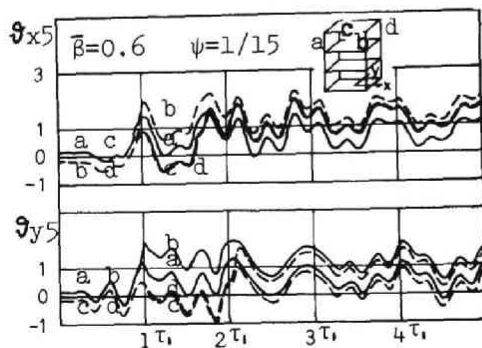


Fig.5-20 Ductility ratio of column joint at the base of 2nd and 3rd story.



CASE C

Fig.5-21 Time history of relative torsional angle.



CASE C

Fig.5-22 Ductility ratio of column joints at the base of 3rd story.

Table 5-2 Absolute maximum response of relative displacement.

STORY		X-DIR.			Y-DIR.			T-DIR.		
		1	2	3	1	2	3	1	2	3
$\bar{B}=0.6$	A	15.39	17.65	24.49	15.16	18.86	23.42	—	—	—
	B	13.86	18.43	24.77	12.02	20.57	20.13	—	—	—
	C	15.37	18.68	25.86	11.50	15.97	19.86	0.24	0.43	0.57
$\bar{B}=0.8$	A	12.66	20.73	30.69	11.17	17.85	38.97	—	—	—
	B	14.48	20.67	31.20	9.91	15.95	33.75	—	—	—
	C	13.73	20.76	31.92	8.66	15.16	31.10	0.50	1.08	2.21

Table 5-3 Absolute maximum response of ductility ratio of each joint.

(The minimum (the maximum) value among four joints at the same number in the case C)

MEMBER	JOINT NUMBER	$\bar{B} = 0.6$						$\bar{B} = 0.8$					
		X-DIR. (882'E)			Y-DIR. (N08'E)			X-DIR. (882'E)			Y-DIR. (N08'E)		
		A	B	C	A	B	C	A	B	C	A	B	C
COLUMN	1	0.60	0.60	0.60(0.60)	0.60	0.60	0.60(0.60)	0.80	2.32	1.22(1.83)	0.80	1.45	0.93(1.22)
	2	0.80	1.04	0.77(1.01)	0.66	0.87	0.67(0.87)	0.95	2.82	1.22(4.48)	0.95	1.47	1.02(2.95)
	3	2.49	4.41	1.69(2.60)	1.61	6.79	1.19(1.91)	4.23	6.28	3.64(9.56)	6.59	4.66	1.29(7.70)
	4	0.86	0.79	0.76(1.25)	0.81	0.91	0.70(1.29)	0.94	1.53	1.11(3.73)	0.93	1.47	1.09(1.63)
	5	1.25	2.34	1.56(2.32)	0.95	1.41	1.06(2.00)	5.04	13.95	10.23(14.05)	20.08	15.41	11.96(13.61)
	6	0.60	0.60	0.61(0.62)	0.60	0.60	0.61(0.61)	0.80	3.89	0.98(9.84)	0.80	3.17	0.86(8.39)
OUTRIGER	7	4.49	3.58	4.08(4.10)	4.03	2.11	1.85(1.90)	2.33	1.39	1.58(2.23)	1.29	0.95	0.92(0.97)
	8	3.90	2.75	1.97(5.71)	4.37	3.19	1.08(4.34)	1.63	1.20	1.33(3.26)	1.19	0.98	0.87(0.99)
	9	7.71	7.49	5.51(10.44)	7.80	8.82	4.07(7.87)	9.19	7.11	4.75(10.01)	6.08	5.21	3.61(4.98)
	10	10.44	10.50	4.93(18.05)	9.63	7.14	7.11(13.75)	13.49	7.88	6.06(20.57)	18.19	11.58	8.26(16.26)

6は柱ジョイント, 7~10は梁ジョイントを意味する。相互作用を考慮しない case Aについて, 弾性乃至は微小な塑性領域にある弾塑性ジョイントの応答が相互作用の影響を考慮することによって強い塑性挙動を示すのに対して, case Aにおいて既に強い塑性挙動を示しているジョイントの応答は, 相互作用の影響によって2方向の応答が平均化される傾向を示すことが, 例え, $\bar{B}=0.8$ の No. 5 のジョイント塑性率応答にみられる。case Cにおいて, $\bar{B}=0.6$ の柱の応答が減少するのは初期条件の影響によって梁部材の強度が低下するためと考えられる。通常, 地震応答解析乃至は耐震設計においては2方向の連成の影響は考慮されないが, 現実には, 二つを示したように, 3成分地震動が同時に作用するため, 相互作用について充分を検討を要する。

5.4 3成分地震動の作用する立体架構の応答性状

地震動の上下動成分は、一般に、Fig. 5-18に示すように卓越振動数が水平動成分より高く、最大加速度振幅は通常 $1/2 \sim 1/3$ 、近地地震では水平動と同程度になるといわれる。一方、構造物の上下振動に関する固有振動数は、水平揺動に対して $1/3 \sim 1/7$ となることが報告されている²⁷⁾。地震動と構造物の周波数特性と対比するとき、構造物の弾塑性挙動における地震上下動成分の影響を明らかにすることは架構とその構成部材の終局的耐震安全性の評価に不可欠であり、ここでは、Figs. 5-16, 17 の動特性をもつ3層立体架構に El Centro 地震の3成分を入力波形として作用させた場合の弾塑性地震応答結果について比較検討する。解析の対象とする構造物は基本固有周期 $T_1 = 0.6$ 秒に相当する周波数パラメータ γ をもち、重力による初期条件を考慮しないモデル ($s=0$) と base shear 係数 $s=0.2$ に相当する初期曲げモーメント分布と初期軸力とを与えたモデル ($s=0.2$) の2種類を考え、外乱強度パラメータ α は、個々の入力の影響を明らかにするために、 x, y, z の成分について次の5種の組合せを採用する。

- 1) $\alpha_x = 2.0 (3.0)$ $\alpha_y = 0$ $\alpha_z = 0$
- 2) $\alpha_x = 0$ $\alpha_y = 2.0 (3.0)$ $\alpha_z = 0$
- 3) $\alpha_x = 0$ $\alpha_y = 0$ $\alpha_z = 1.0 (1.5)$
- 4) $\alpha_x = 2.0 (3.0)$ $\alpha_y = 2.0 (3.0)$ $\alpha_z = 0$
- 5) $\alpha_x = 2.0 (3.0)$ $\alpha_y = 2.0 (3.0)$ $\alpha_z = 1.0 (1.5)$

El Centro 地震波形 29秒のうち、最初の5秒間の最大値応答を Table 5-4に示す。最大運動変位のうち x 方向、 y 方向は水平変位、 z 方向は各層梁中央の上下方向運動変位のうち最大値を示しており、柱弾塑性ジョイントの軸性率応答のうち z 方向は柱軸方向の伸びと弾性限伸びとの比を表わし、柱、梁ジョイントとも Fig. 5-16 に示すジョイント番号に相当する4個のジョイント応答のうちの最大値を示している。Fig. 5-23には各層重心位置の x 方向、 y 方向水平変位と最上層梁中央部の鉛直方向変位に関する無次元時刻歴応答を、Fig. 5-24 には2層柱脚の弾塑性ジョイントにおける x 方向、 y 方向曲げモーメントとジョイント相対回転角の関係および軸方向力と軸方向相対変位の関係と無次元量で示す。上段の応答は x, y, z 方向に個別に入力を与えたときの対応する方向の応答、第2段は x, y 方向

Table 5-4 Absolute maximum response of displacement and the largest value among the maximum ductility ratios of 4 joints at the same place.

Initial condition		0.2						0.2													
Strength parameter																					
α_x		2.0		2.0		2.0		3.0		3.0		3.0									
α_y		2.0		2.0		2.0		3.0		3.0		3.0									
α_z		1.0		1.0		1.0		1.5		1.5		1.5									
Displacement	X	1	28.2		29.1		27.8		26.1		29.6		33.4		33.2		36.6				
		2	54.7		55.6		53.8		48.6		53.0		49.8		49.4		55.3				
		3	77.0		76.0		74.9		64.9		72.7		79.1		73.9		80.5				
	Y	1	19.3		18.6		18.1		17.2		47.3		44.1		45.1		41.3				
		2	39.5		39.6		38.9		38.7		94.0		97.6		99.0		92.9				
		3	60.5		62.3		62.6		63.2		125.1		135.3		139.8		133.6				
	Z	1	0.20	0.16	0.88	0.46	1.01	2.66	0.19	0.33	1.32	0.50	1.63	3.11							
		2	0.33	0.27	0.81	0.38	1.42	4.29	0.31	0.53	1.21	0.77	2.28	4.42							
		3	0.38	0.35	3.63	0.35	3.24	7.76	0.35	0.64	5.44	0.72	4.13	9.50							
	Column ductility ratio	X	1	0.6		0.0		0.6		0.6		0.6		0.0		0.6		0.6		2.2	
			2	0.9		0.1		1.0		0.9		1.1		0.9		0.1		1.6		1.7	
			3	1.0		0.1		5.8		8.2		10.0		7.3		0.1		21.1		21.8	
4			0.9		0.1		1.8		1.8		3.6		1.0		0.2		9.4		7.4		
5			0.9		0.1		1.8		1.2		1.6		1.9		0.2		4.0		3.4		
6			0.6		0.3		0.6		0.6		0.6		0.6		0.5		0.6		0.6		
Y		1	0.6		0.0		0.6		0.6		0.6		0.6		0.0		0.6		0.6		
		2	0.8		0.1		0.9		0.8		1.0		0.9		0.1		2.3		2.4		
		3	0.8		0.1		4.5		6.5		8.4		0.9		0.1		11.8		11.8		
		4	0.8		0.1		1.6		1.6		3.8		1.1		0.2		11.0		9.4		
		5	1.8		0.1		2.2		1.6		1.6		11.6		0.2		6.9		5.6		
		6	0.6		0.3		0.6		0.6		0.6		0.6		0.5		0.6		0.6		
Z		1	0.2	0.1	0.1	0.2	0.3	0.5	0.2	0.3	0.1	0.4	0.5	2.0							
		2	0.2	0.1	0.1	0.2	0.3	0.5	0.2	0.3	0.1	0.9	0.8	2.9							
		3	0.1	0.1	0.1	0.8	1.1	3.2	0.4	0.2	0.1	1.7	2.0	4.2							
		4	0.1	0.1	0.1	0.3	0.3	1.3	0.1	0.2	0.1	1.5	1.3	2.4							
		5	0.1	0.1	0.1	0.1	0.1	0.3	0.1	0.1	0.1	0.4	0.4	1.3							
		6	0.1	0.1	0.1	0.1	0.1	0.2	0.1	0.1	0.1	0.1	0.1	0.2							
Girder ductility ratio	X	7	12.2		0.0		13.3		12.4		11.3		13.3		0.0		15.3		15.4		
		8	11.7		0.1		14.6		11.8		13.0		12.6		0.2		17.3		16.1		
		9	10.0		0.1		8.4		9.7		10.5		8.9		0.2		14.7		14.6		
		10	10.3		0.5		8.6		10.0		15.2		9.4		0.8		14.9		16.1		
	Y	7	6.9		0.0		6.5		6.0		5.6		23.7		0.0		22.0		22.5		
		8	6.8		0.1		6.4		6.3		8.0		23.3		0.2		19.9		21.4		
		9	7.4		0.1		11.2		11.0		15.5		23.6		0.2		22.2		23.7		
		10	10.3		0.5		10.9		12.5		19.7		21.1		0.8		19.2		21.3		

の断面力間の相互作用を考慮した場合、第3段は地震の上下動成分を加えた場合であり、最下段は base shear 係数 $s=0.2$ に相当する初期条件を与えた場合の応答であり、梁柱強度比 $\beta=0.6$ 階高部材成比 $h/H=10$ としている。地震の上下動成分に注目すると、最上層の梁では弯力による接み量が無次元表示で 3.54 となるのに対し、最大加速度振幅 $A=125 \text{ gal}$ の上下動入力による変位応答の最大

値は3.63となり、大略、8倍に増幅されており、3成分地震動を作用させたときの
の剛性率応答を増加させる原因ともなっている。一方、柱の剛性率応答に対する上
下動の影響は梁階伏型架構を対象としていることにも起因して、比較的小さいが下
層部の応答が増加する傾向をもつことが判る。特に、初期条件を考慮した場合にこ
の傾向がみられ、梁柱強度比 β を大きくする架構では上下動の柱に対する影響を
充分考慮する必要性があることを示唆している。全般的には2方向曲げモーメント
の相互作用の影響が著しく柱の安全性を低下させる傾向をもち、非線形応答の一般

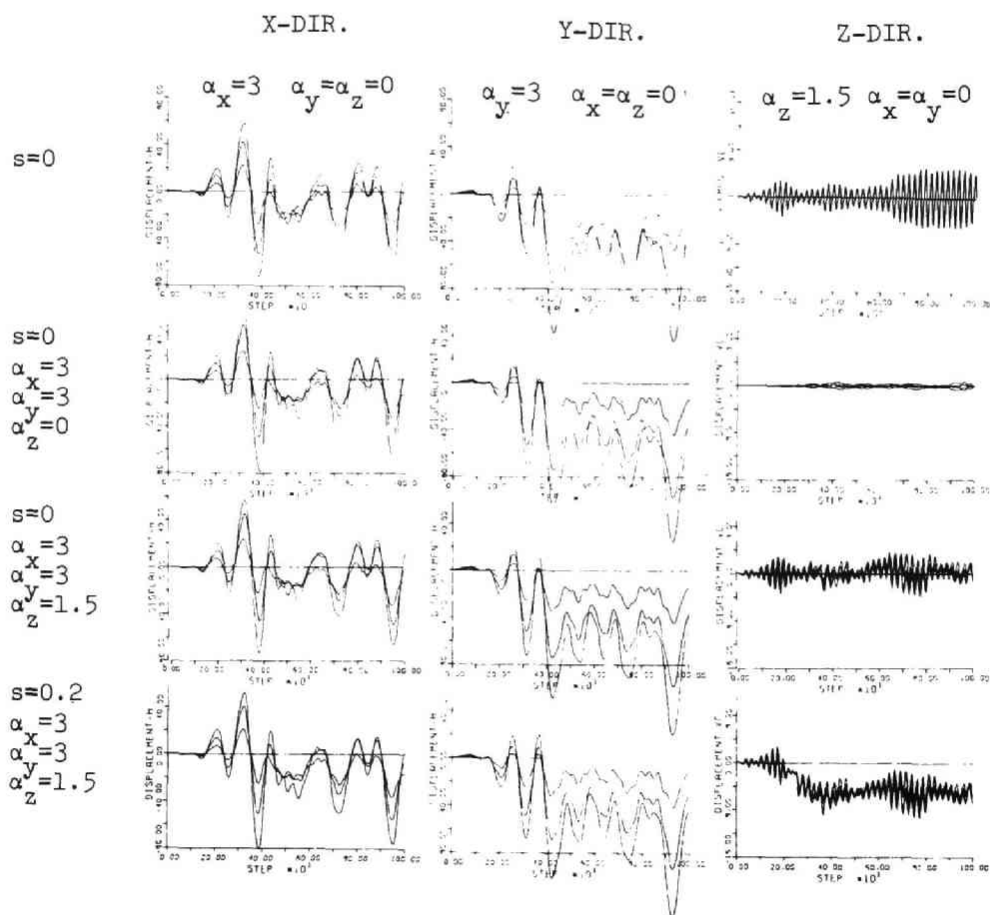


Fig.5-23 Time history of horizontal displacements of the center of gravity and vertical displacement of the center of top girder.

的性状と同じく、弾性限界にある構造物に多成分地震動を考慮した場合には非線形挙動が顕著であるが、強い塑性状態にある構造物に対しては反言はしてほぐ増幅しない。

限られた解析例からではあるが、地震の上下動からガク固波数特性と構造物の周波数特性との関係にもよるが、部材に生ずるモーメントは重力によるモーメントの1.5～2.0倍に増幅される可能性があり、水平動による影響の比較的小さい上層部梁の断面強度の決定には充分な考慮が必要であること、梁降伏型と予想した架構であっても、柱材が塑性挙動することも予想され、靱性に対する適切な措置が必要なことなどが指摘できる。

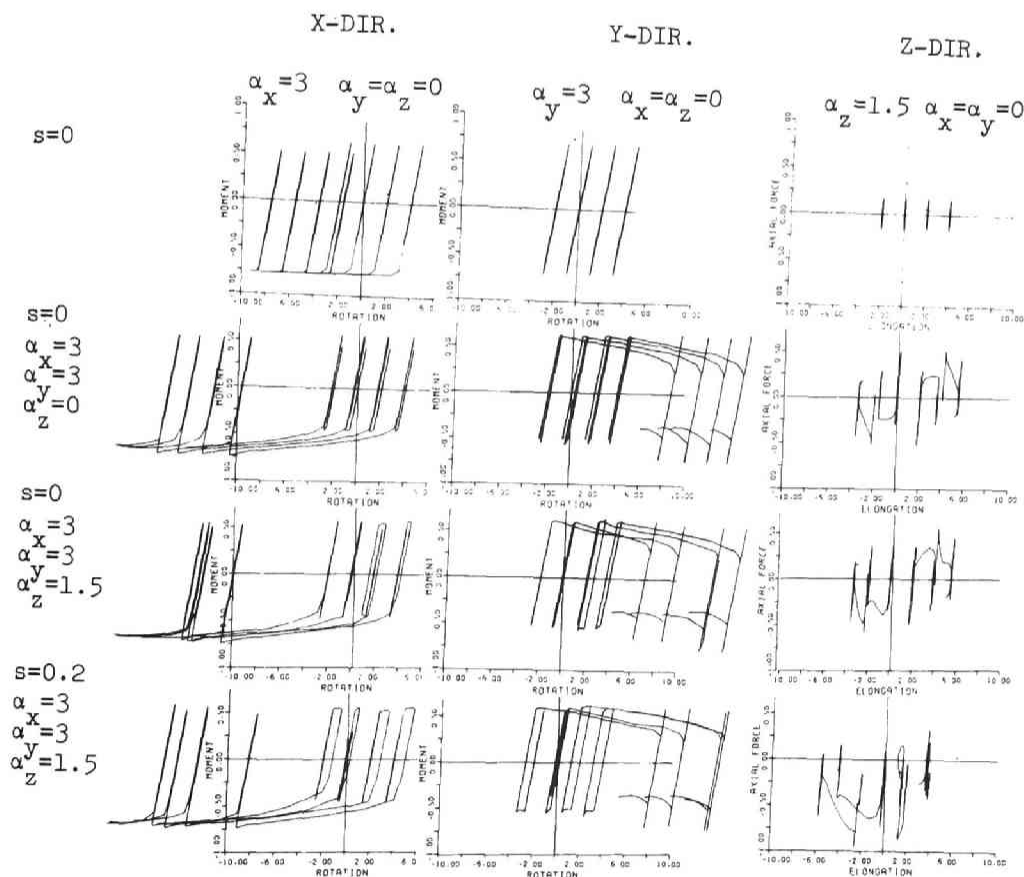


Fig.5-24 Moment-rotation relations of X, Y-components and axial force-elongation relation at the base of 2nd story column joints.

6 おすび

第5章では、建築構造物の立体的な形状に伴って生ずる地震工学上の主要な問題として、接れ振動および2成分、3成分地震動の作用する場合の終局耐震安全性に注目し、部材端に弾塑性ジョイント領域をもつ立体架構の基礎運動方程式を提示し、1層および3層立体架構を対象として弾塑性地震応答を求めた。その結果を要約すると次のようである。

a) 非対象^称架構について、重心の最大水平変位は偏心量が大きいほど、外乱振幅が大きい程増加するが、局所的な靱性率応答については、復元力特性の形状に依存し、弾性限界ポテンシャルエネルギー一定の架構では応答が均一化される傾向をもつ。のに対し、弾性限界回転角一定の架構では偏心量、外乱強度の影響を強く受け、弱い方の柱の靱性率応答が増加し、接れ振動も助長される傾向にあり、断面力間の相互作用により、靱性率応答も増加する。接れ振動を抑制するためには、弾性限界ポテンシャルエネルギー一定の履歴特性を賦与することは耐震安全性の上で有効である。

b) 2方向の地震入力の特性にも関係するが、応答が比較的小さい場合には断面力間の相互作用の影響が強く^現れて応答が増加するのに対し、応答が大きい場合には相互作用の影響により、2方向の応答が平均化される傾向をもち、2方向同じ周波数特性をもつ架構では、2方向の入力波形の最大振幅の2乗和の平方根と2方向最大応答の2乗和の平方根とは大略比例関係にあり、外乱ベクトルの最大値によって応答を概略予想できる可能性がある。

c) 上下振動に関する構造物の固有振動数は、架構の形状にも存在するが、柱軸方向変形の支配的なモードについては、水平基本振動数より相当高い振動数となり、剛体的に挙動すると考えられるが、梁の上下振動に關係する固有振動数は比較的小さく、水平方向基本固有振動数の5倍程度となり、通常の卓越振動数をもつ外乱に対しては梁上下方向の変形に伴う応答を評価することが終局耐震安全性の上から重要となる場合がある。

d) 重力による初期条件を考慮し、2方向曲げモーメントと軸力との相互作用を考えると、隅柱の一つが最初に降伏し、材架架構の場合でも接れ振動が生じ、そのために強い塑性挙動を生ずる恐れがあり、隅柱の変形能力には充分な検討が必要で

ある。特に、高層架構の下層の隅柱にはその傾向が強く現れることが予想されるため、常時、軸力の作用する柱部材は弾性乃至は微小弾塑性応答に収めるような構造的配慮が必要であり、あるいは、充分な変形能力を保障する実験的な裏付けが必要である。

e) 地震上下動成分による応答は最大加速度振幅 100 gal に対して、重力によって静的に生ずる断面力と同程度以上の断面力を生ずる場合があり、上下動外乱の周波数特性と構造物の上下動に関する固有振動数との相対的な関係によって上下動入力の影響を設計に考慮する必要がある。また、水平2成分地震動によって強い塑性挙動を予想される場合には、上下動成分と更に加えても水平変位応答に与える影響は梁降伏型架構の場合には比較的少なく、局所的な靱性率応答については、上層部の梁部材、および、下層部の柱部材に上下動の影響が現れる傾向にある。柱降伏型架構では、上下動の影響は更に強くなると予想されるため、構造物に塑性挙動を許す場合には、各方向別個に応答解析を行なう従来の設計法では不十分であり、連成振動に関する資料の蓄積が必要である。

Appendix 立体建築架構の固有値方程式

梁柱弾塑性ジョイントが弾性域にある微小振動に対する固有値方程式は以下の如く導かれる。(5-16), (5-17) 式と $\{\rho_j\} = \{\gamma_j\}$ ($j = x, y, T, N$) の条件を満足するとして、次式のように書き換える。

$$\begin{Bmatrix} \{\rho_x\} \\ \{\rho_y\} \end{Bmatrix} = \begin{bmatrix} [\bar{\lambda}_{xx}] & [0] \\ [0] & [\bar{\lambda}_{yy}] \end{bmatrix} \begin{Bmatrix} \{\gamma_x\} \\ \{\gamma_y\} \end{Bmatrix} + \begin{bmatrix} [\bar{\sigma}_{xx}] & [0] \\ [0] & [\bar{\sigma}_{yy}] \end{bmatrix} \begin{Bmatrix} \{\rho_x\} \\ \{\rho_y\} \end{Bmatrix} \quad (A-1)$$

$$\begin{Bmatrix} \{\rho_T\} \\ \{\rho_N\} \end{Bmatrix} = \begin{bmatrix} [\bar{\lambda}_{TT}] & [0] \\ [0] & [\bar{\lambda}_{NN}] \end{bmatrix} \begin{Bmatrix} \{\gamma_T\} \\ \{\gamma_N\} \end{Bmatrix} \quad (A-2)$$

(5-22) 式と (A-1) 式より $\{\rho_x\}$, $\{\rho_y\}$ を消去して $\{P\}$ を $\{\gamma_j\}$ の関係で表現する。

$$\begin{aligned} \begin{Bmatrix} \{z_{cx}\} \\ \{z_{cy}\} \end{Bmatrix} &= \begin{Bmatrix} [h_{1x}] \\ [h_{1y}] \end{Bmatrix} \{z_z\} + \begin{Bmatrix} [h_{2x}] [0] \\ [0] [h_{2y}] \end{Bmatrix} \begin{Bmatrix} [\bar{\lambda}_{xx}] [0] \\ [0] [\bar{\lambda}_{yy}] \end{Bmatrix} \begin{Bmatrix} \{z_x\} \\ \{z_y\} \end{Bmatrix} \\ &+ \begin{Bmatrix} [h_{2x}] [\bar{\sigma}_{xx}] & [0] \\ [0] & [h_{2y}] [\bar{\sigma}_{yy}] \end{Bmatrix} \begin{Bmatrix} \{P_x\} \\ \{P_y\} \end{Bmatrix} + \begin{Bmatrix} [h_{3x}] [0] \\ [0] [h_{3y}] \end{Bmatrix} \begin{Bmatrix} \{P_x\} \\ \{P_y\} \end{Bmatrix} \quad (A-3) \end{aligned}$$

$$\begin{aligned} \{P_j\} &= ([h_{2j}] [\bar{\sigma}_{jj}] + [h_{3j}])^{-1} \{ \{z_{cj}\} - [h_{2j}] [\bar{\lambda}_{jj}] \{z_j\} - ([h_{1j}] + [\bar{\lambda}_{jj} z]) \{z_z\} \} \\ &\equiv [\hat{\lambda}_j] \{z_{cj}\} + [\hat{\lambda}_{jj}] \{z_j\} + [\bar{\lambda}_{jj} z] \{z_z\} \quad (j=x, y) \quad (A-4) \end{aligned}$$

上式を (A-1) 式に代入すると

$$\{P_j\} = ([\bar{\lambda}_{jj}] + [\bar{\sigma}_{jj}] [\hat{\lambda}_{jj}]) \{z_j\} + [\bar{\sigma}_{jj}] [\hat{\lambda}_{jj} z] \{z_z\} + [\bar{\sigma}_{jj}] [\hat{\lambda}_j] \{z_{cj}\} \quad (A-5)$$

となり、(5-21) 式左辺に (A-4), (A-5) 式を代入すれば、梁から伝わるせん断力も $\{z_j\}$, $\{z_z\}$, $\{z_{cj}\}$ の関数として与えられる。以上より、(5-15), (5-19), (5-20) の運動方程式は全て変位 $\{z_j\}$, $\{z_{cj}\}$, $\{z_z\}$ の関数として表現され、連成系の固有値が求まる。

i) 梁中央の質量がない場合 $[a_c] \equiv [0]$

$$\{P_j\} = [\bar{\lambda}_{jj}] \{z_j\} + [\bar{\lambda}_{jj} z] \{z_z\} \quad (j=x, y) \quad (A-6)$$

$$[a] \{\ddot{z}_0\} + [c_{jj}] [\bar{\lambda}_{jj}] \{z_j\} + [c_{jj}] [\bar{\lambda}_{jj} z] \{z_z\} = \{0\} \quad (j=x, y)$$

$$[a_T] \{\ddot{z}_{T0}\} + [c_{Tx}] \{P_x\} + [c_{Ty}] \{P_y\} + [c_{TT}] \{P_T\} = \{0\} \quad (A-7)$$

$$[a_N] \{\ddot{z}_z\} + [c_N] [\bar{\lambda}_{Nz}] \{z_z\} - [d_{1x}] \{P_x\} - [d_{1y}] \{P_y\} = \{0\}$$

(A-7) 式の剛性マトリックスについて対称性が成立するのは、単位の水平変位を与えたときの相対軸力と単位の鉛直変位を与えたときの相対せん断力とが等しいという相互定理による。

ii) 上下方向慣性力を無視した場合 $[a_c] = [0]$, $[a_N] = [0]$

$$\{P_N\} = [\bar{\lambda}_{Nz}] \{z_z\} = [e_x] \{P_x\} + [e_y] \{P_y\} \quad (A-8)$$

$$= [e_x] [\bar{\lambda}_{xx}] \{z_x\} + [e_y] [\bar{\lambda}_{yy}] \{z_y\} + ([e_x] [\bar{\lambda}_{xz}] + [e_y] [\bar{\lambda}_{yz}]) \{z_z\}$$

$$\{z_z\} = [A]^{-1} \{ [e_x][\bar{\lambda}_{xz}] \{z_x\} + [e_y][\bar{\lambda}_{yz}] \{z_y\} \} \quad (A-9)$$

$$[A] = [\bar{\lambda}_{xz}] - [e_x][\bar{\lambda}_{xz}] - [e_y][\bar{\lambda}_{yz}]$$

$$([C_{xx}][\bar{\lambda}_{xz}][A]^{-1}[e_y][\bar{\lambda}_{yz}])^T = ([C_{yy}][\bar{\lambda}_{yz}][A]^{-1}[e_x][\bar{\lambda}_{xz}]) \quad (A-10)$$

(A-10) 式が成立するのは、単位の X 方向変位による Y 方向反力が、単位の Y 方向変位に対する X 方向反力に等しいという条件による。

iii) 水平方向の慣性力を無視した場合 $[A] = [0]$

水平変位を与えて他の変位を拘束すると柱にせん断力を生ずるため水平変位は考慮しなくてよい。また、梁に部材角を与える場合、即ち、梁部材端に逆対称の鉛直変位を与える場合には逆対称モーメントが生じて、梁中央の鉛直変位は零となる。従って次の関係が成立する。

$$\{p_j\} = [\bar{\lambda}_{jz}] \{z_z\} + [\bar{\sigma}_{jj}] \{p_j\} \quad (A-11)$$

$$\{z_c\} = [h_1] \{z_z\} + [h_3] \{p\} + [h_2][\bar{\sigma}_{jj}] \{p\} \quad (A-12)$$

$$\{p_N\} = [\bar{\lambda}_{Nz}] \{z_z\} \quad (A-13)$$

$$\{n\} = [d_1] \{p^g\} + [d_2] \{p\} \quad (A-14)$$

ここに、

$$[h_1] = \frac{1}{2} \begin{bmatrix} [I][I] & [I][I] \\ [I] & [I] \\ [I] & [I] \end{bmatrix}, \quad [h_3] = \frac{1}{24} \frac{\bar{K}}{2EK_0} \frac{\bar{L}}{H} \left(\frac{L}{L}\right)^2 \begin{bmatrix} [K]^{-1} & [K]^{-1} \\ [K]^{-1} & [K]^{-1} \end{bmatrix}$$

$$[h_2] = \frac{1}{8} \frac{\bar{K}}{2EK_0} \frac{L}{L} \begin{bmatrix} -[K]^{-1}[K]^{-1} & -[K]^{-1}[K]^{-1} \\ -[K]^{-1} & [K]^{-1} \\ -[K]^{-1} & [K]^{-1} \end{bmatrix}$$

$$[d_1] = \frac{\bar{H}}{L} \frac{\bar{L}}{L} \begin{bmatrix} [I][I] & [I] & [I] \\ -[I]-[I] & [I] & [I] \\ [I][I]-[I] & -[I] & [I] \\ -[I]-[I] & -[I] & [I] \end{bmatrix}$$

$$[d_2] = \frac{1}{2} \begin{bmatrix} [I] & [I] \\ [I] & [I] \\ [I][I] & [I] \\ [I] & [I] \end{bmatrix}$$

$$[\bar{\sigma}] = \begin{bmatrix} [\bar{\sigma}_{xx}] & & & & \\ -[\bar{\sigma}_{xx}] & & & & \\ & [\bar{\sigma}_{xx}] & & & \\ & -[\bar{\sigma}_{xx}] & & & \\ & & [\bar{\sigma}_{yy}] & & \\ & & -[\bar{\sigma}_{yy}] & & \\ & & & [\bar{\sigma}_{yy}] & \\ & & & -[\bar{\sigma}_{yy}] & \end{bmatrix}$$

(A-12) 式より,

$$\{P\} = ([h_3] + [h_2][\bar{\sigma}])^{-1} \{\gamma_c\} - [h_1]\{\gamma_z\} \quad (A-15)$$

が得られる。(5-20) 式左辺第 2, 3 項に (A-13) ~ (A-15) 式を代入すると,

$$\begin{aligned} [C_N]\{P\} - \{\hat{n}\} &= [C_N][\bar{\lambda}_{xz}]\{\gamma_z\} - [d_1][\bar{\lambda}_{jz}]\{\gamma_z\} - [d_2]\{P\} \\ &= -[d_2]([h_3] + [h_2][\bar{\sigma}])^{-1}\{\gamma_c\} + [C_N][\bar{\lambda}_{xz}] - [d_1][\bar{\lambda}_{jz}] \\ &\quad + [d_2]([h_3] + [h_2][\bar{\sigma}])^{-1}[h_1]\{\gamma_z\} \end{aligned} \quad (A-16)$$

となり、 $([h_3] + [h_2][\bar{\sigma}])$ の対称性と $[h_1]^T = [d_2]$ の性質から剛性マトリクス
の対称性が導かれる。

参 考 文 献

- 1) 日本建築学会 : 1968年十勝沖地震調査報告、1969.
- 2) 柳橋諒 : 構造物の捩れ振動の問題、建築雑誌、第583号、1934.
- 3) 金井清 : 架構の立体的振動、東京大学地震研究所彙報、第16巻、1938
- 4) 梅村魁、志賀敏男 : 建築物の立体振動について、日本建築学会研究報告、第7号、1950
- 5) 武蔵清、高橋正元 : 建築物の立体振動、日本建築学会論文報告集、第21号、1941
- 6) 小堀鐸二、金多潔 : 構造物の非線形捩れ振動について、日本建築学会論文報告集、第51号、1955
- 7) R. TANABASHI, T. KOBORI and K. KANETA: Nonlinear Torsional Vibration of Structure due to an Earthquake, Bull. of the Disaster Prevention Research Institute of Kyoto Univ., No. 56, March 1962.
- 8) 小堀鐸二、南井良一郎 : 構造物の非線形捩れ振動再論、日本建築学会近畿支部研究報告、1957.10.
- 9) 柴田明德 : 地震に対する建物の捩れ非線形応答、日本建築学会東北支部研究報告、1965.8.
- 10) 柴田明德 : 2方向より地震動を受ける一層建物の応答、日本建築学会論文報告集、号外、1967.10.
- 11) T. SHIGA: Torsional Analysis of Space Structures by Digital Computer, Proc. of the 3rd World Conference on Earthquake Engineering, 1965.
- 12) T. SHIGA, A. SHIBATA and J. ONOSE: Torsional Response of Buildings to Strong Motion Earthquakes, Proc. of Japan National Symposium on Earthquake Engineering, 1966.
- 13) P. C. JENNINGS and R. B. MATTHESEN: Forced Vibration of a Tall Steel-Frame Building, Earthquake Engineering and Structural Dynamics, Vol. 1 1972.
- 14) N. C. NIGAM and G. W. HOUSNER: Elastic and Inelastic Response of Framed Structures during Earthquakes, Proc. of the 4th World Conference on Earthquake Engineering, 1969.

- 15) D. A. PECKNOLD: Inelastic Structural Response to 2D Ground Motion, Journal of the Engineering Mechanics, ASCE, EM5, Oct. 1974.
- 16) A. E. ACTAN, D. A. PECKNOLD and M. A. SOZEN: R/C Column Earthquake Response in Two Dimensions, Journal of the Structural Division, ASCE, ST10, Oct. 1974.
- 17) H. TAKIZAWA and M. YOSHIMURA: Bi-axial Effect of Flexural Members on the Strong-motion Response of R/C Structures, Proc. of the 4th Japan Earthquake Engineering Symposium, Nov. 1975.
- 18) H. TAKIZAWA: Biaxial and Gravity Effects in Modeling Strong-motion Response of R/C Structures, Proc. of the 6th World Conference on Earthquake Engineering, Jan. 1977.
- 19) 山田嘉昭 : 塑性力学、日刊工業新聞社、1965.
- 20) R. HILL and M. P. L. SIEBEL: On the Plastic Distorsion of Solid Bars by Combined Bending and Twisting, Journal of Mechanics and Physics of Solids, Vol. 1, 1953.
- 21) E. O. IMEGWU: Combined Plastic Bending and Torsion, Journal of Mechanics and Physics of Solids, Vol. 10, 1962.
- 22) G. A. MORRIS and S. J. FENVES: Approximate Yield Surface Equation, Proc. of Engineering Mechanics, ASCE, Vol. 95, No. EM4, Aug. 1969.
- 23) 大屋竹之 : 立体骨組構造の振動特性 : 日本建築学会論文報告集、第149号、1968.
- 24) 竹山和彦 : 平面的ねがりと考慮した建築物の地震応答解析、第2回日本地震工学シンポジウム講演論文集、1966.
- 25) N. M. NEWMARK: Torsion in Symmetric Buildings, Proc. of the 4th World Conference on Earthquake Engineering, 1969.
- 26) T. KOBORI and Y. SHINOZAKI: Torsional Vibration of Structure due to Obliquely Incident SH Waves, Proc. of the 5th European Conference on Earthquake Engineering, 1975.
- 27) 土屋秀雄 : 地震の上下動成分が建築構造物へ与える影響(その2)、日本建築学会大会学術講演梗概集、1977

第 5 章 結 論

1 建築構造物の耐震設計法の現状

1964年、建築基準法の改正が告示され、市街地建築物法において規定された設計震度の概念が40年を経て漸く一部ではあるが改正され、1956年の第1回世界地震工学会議が開催される前後から行なわれてきた動的解析に関する研究成果が高層建築技術指針¹⁾に纏められるに及んで、我国においても数多くの超高層建築が立案、実施され、静的、動的実験により、地震応答解析法も漸次改良され、耐震設計資料も充実整備されてきた。1970年頃から、一般の建築物に対する設計規準を改定する論議が治癒に行なわれ、小阪、南井はこれらの研究成果を踏まえて一次設計で完結する耐震設計私案を提出し、一方、建設省建築研究所でも弾性設計された構造物をモーダルアナリシスの手法を用いて、その耐震安全性を検討する案を提示して²⁾、いずれの案についても、建築物の塑性挙動に対しては、Veletsos, Newmark, Penzien らの研究になる、弾性応答による最大ポテンシャルエネルギーと弾塑性最大ポテンシャルエネルギーとが大略一致するという考え方に立脚している^{3,4)}が、後者は個々の外乱に対して応答解析を要求しているのに対して、前者は地震外乱の不確定性を考慮した不規則振動論に基づいて、基準せん断力係数と外乱の強度にたいし構造物周期の関数として与えるとともに、数多くの地震応答結果から得られた適正せん断力分布係数を用いることにより、一次設計で完結する手法を展開している。

地震入力エネルギーと構造物の保有する弾塑性ポテンシャルエネルギーとの対応については、既に、1936年に棚田によって指摘されているが⁵⁾、加藤、秋山はG. W. Housnerの方法⁶⁾を引用して弾塑性質点系モデルについてエネルギー入力を求め、それが架構の損傷に影響をもつことを示し、骨組の終局強度に基づく耐震設計法を提案している⁷⁾。一方、石丸は田治見の等価線形理論⁸⁾を駆使して梁降伏型架構の塑性率を制御する方法を提示し、定常応答を仮定した等価線形系構造物モデルの応答が、R. Cloughの手法⁹⁾による詳細な弾塑性地震応答と類似することを示している¹⁰⁾。柴田も等価線形化手法を用いて鉄筋コンクリート構造物の耐震設計法を示し¹¹⁾、山田、河村は耐震容量という考えに立ち、極限耐震設計法と

提案している¹²⁾。

合理的な耐震設計法を確立するために、これらの方法は基本的に有用な方法であるが、常時、軸方向力の作用する柱部材の耐震安全性を認識し、立体的な構造物の地震時挙動を考慮し、あるいは、せん断型質点系モデルでは表現し得ない梁降伏型架構を対象とする場合などには、架構を構成する各構造部材の弾塑性挙動に関する局所的な耐震設計資料を蓄積することも重要と考えられる。本論文においては、局所的な地震応答性状を把握することを主眼として、部材端に弾塑性履歴特性を与えた地震応答解析法を提示し、典型的な建築構造物モデルに対する応答を求めた。未だ、充分な耐震設計資料が得られたとはいえない難いが、ある程度の設計方向を示す意味で、南井によって提示された、せん断力係数の表現¹³⁾に準じて、前章までに得られた基礎的資料に基づき、耐震設計法への応用例を示す。

2 架構部材の耐震設計への応用

2.1 序

我國の耐震設計の現状は、前節において総括した如く、この10年の間に飛躍的に改良されてきており、複雑な構造物の弾塑性地震応答解析も種々実施され、有益な耐震設計資料が蓄積されつつあるが、これらは高層乃至は超高層建築物を対象とした場合、あるいは、原子炉施設など特殊な構造物を対象とした場合が多く、通常の中層や低層建築物に対する耐震設計資料が十分に蓄積されているとはいえない。

建築物の耐震設計は、将来予想される一群の地震外乱に対して、基礎地盤を含めた構造物系各部分の耐震安全性の尺度で表わした地震応答が、予め、各部分で定められる許容値以内に、比較的一様に、かつ、安定に収まるような動力特性と構造部材に与えることにあり、地震発生頻度の多い中震乃至強震外乱群に対しては弾性設計と、地震発生頻度の小さい微震乃至は烈震外乱群に対しては外乱安全率を大きく、応答安全率を小さくとり、終局耐震安全性を保障することと基本方針とする弾塑性終局耐震設計法をとることが、最近では、一般的設計方針であると考へられている。通常の構造物、即ち、ある程度の靱性材料からなる普通の構造形式の中低層構造物では、その基本固有周期も短かく、エネルギーの地中への逸散を考慮したとしても、なお、終局弾塑性設計に規制されざるを得ないと予想される。ここでは、

前章までに記述した構造部材の地震応答性状に基づき、数少ない応答結果からいえるが、終局耐震安全性と指向する構造物、および、構成部材に関する一つの耐震設計の基本原理を提示する。

中低層構造物はその需要の程度からも建設される地盤の選択の自由度が小さく、必ずしも良好な地盤に建設されないことが多く、一般に指摘されるように、構造物の剛性に比して地盤の剛性が小さいことから、構造物応答に対して地盤の影響が著しく、地盤—構造物連成振動系に対する研究も各方面で行なわれている。しかし、本論文で取扱ったような詳細な構造物モデルに対して、地盤を考慮することは解析を複雑にするばかりでなく、構造物応答の特徴を抽出し難い欠点もあり、構造物モデルの基礎に直接入力地震動が作用するとし、地盤の動力学特性は入力地震動に含まれるものと前提してきた。従って、以下の設計法においても、地盤の性質についての特別な考慮は払われない。

2.2 梁降伏型架構の耐震部材設計

構造物の地震応答は固有周期、減衰性、復元力特性、地震入力の性質など種々の影響をうけるが、弾塑性域に亘って比較的安定した応答を示すのが各層せん断力応答分布であり、せん断型多質点系モデルによる長周期構造物を対象としたときの適正せん断力分布係数が許容靱性率の基準量 δ_d に応じて、次式で与えられている¹³⁾。

$$\begin{aligned}
 S(\xi) &= 2.92 - 3.49(1-\xi) + 1.57(1-\xi)^2 & \delta_d &= 1.0 \\
 S(\xi) &= 2.50 - 2.70(1-\xi) + 1.20(1-\xi)^2 & \delta_d &= 1.5 \\
 S(\xi) &= 2.38 - 2.57(1-\xi) + 1.19(1-\xi)^2 & \delta_d &= 2.0 \\
 S(\xi) &= 2.28 - 2.45(1-\xi) + 1.17(1-\xi)^2 & \delta_d &= 2.5
 \end{aligned} \tag{6-1}$$

ここに、 ξ は質量を規準とした高さを示すパラメータであり次式で与えられる。

$$\xi_i = \frac{\sum_{j=1}^{i-1} M_j}{\sum_{j=1}^N M_j} = \frac{\sum_{j=1}^{i-1} m_j}{\sum_{j=1}^N m_j} \tag{6-2}$$

M_j , m_j は j 層の質量と M を基準量とした無次元量である。(6-1)式のせん断力係数分布は Fig. 6-1 に示されるように、靱性率が入きいほど下層部のせん断力係数が相対的に大きくなるように定められている。

第2章において指摘した如く、梁降伏型架構では外乱強度の増減に対して、靱性率応答分布がそれほど影響を受けないという性質をもち、また、中低層構造物を対象とするとその周期は $0.2 \sim 1.0$ 秒程度が予想され、高層乃至は超高層構造物に比し、基本固有モードが卓越する可能性が強いため、外乱地震波の卓越振動数と構造物振動数との関係によってせん断力分布係数を与える必要があるが、未だ設計資料も少なく、ここでは、便宜上せん断力分布係数が与えられるものとして議論を進める。

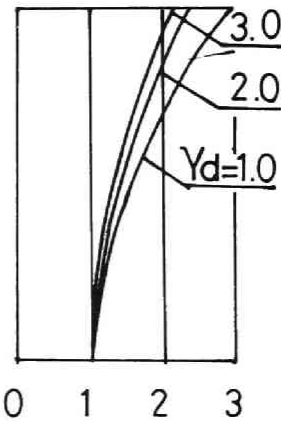


Fig. 6-1 Shear coef.

(6-1)式を用いて、基礎から高さ z の点のせん断力を次式で与える。

$$Q(z) = \sum_{j=1}^N M_j g(1-z) S(z) S_1 \quad (6-3)$$

$$g(z) = \frac{Q(z)}{\bar{B}/L} = \frac{\bar{M}g S_1}{\bar{B}/L} \sum_{j=1}^N m_j (1-z) S(z) \quad (6-3')$$

ここに、基準層のせん断力を降伏せん断力に等しいとおく。

$$\bar{M}g S_1 \sum_{j=1}^N m_j = \frac{\bar{B}}{L} (1+\beta) \sum_{\text{柱数}} \frac{b_1}{d_1} \quad (6-4)$$

上式の関係を (6-3') 式に代入すると次式を得る。

$$g(z) = (1+\beta) \sum_{\text{柱数}} \frac{b_1}{d_1} (1-z) S(z) \quad (6-5)$$

ただし、柱脚は固定とし、 β は梁柱強度比、 b_1 , d_1 は1層柱の無次元強度と無次元長さである。

一方、 i 層梁に生ずる材端モーメント gM_i の総和は、各層の反曲点高さ $E L_i/2$ と仮定し、せん断力を Q_i とすると次式で与えられる。

$$\sum gM_i = \frac{1}{2} (Q_i L_i + Q_{i+1} L_{i+1}) \quad (6-6)$$

$$\sum g\beta_i = \frac{\sum gM_i}{\bar{B}} = \frac{1}{2} (g_i l_i + g_{i+1} l_{i+1}) \quad (6-6')$$

各梁の両端の節点回転角 θ_l, θ_r を等しいと仮定し、弾性限曲げモーメントの無次元量 $b = M_r / \bar{B}$ と剛比 k の関係を次式で与えらる。

$$b = k \frac{l}{h} \quad (6-7)$$

梁が降伏するときの節点回転角が次式のように得られる。

$$\theta_{i,r} = \frac{\theta_{l,i,r}}{\Delta} = \frac{\theta_{r,i,r}}{\Delta} = \frac{\bar{K}}{2EK_0} \frac{g l_i}{3g h_i} \quad (6-8)$$

(6-8) 式は無次元梁成 $g h_i = g H_i / \bar{H}$ が各層一定のとき、降伏回転角が等しいことを示しており、そのときの梁強度分布は (6-6') 式より与えられる。柱部材の無次元強度は、ある節点における梁柱強度比 $\bar{\beta}$ を用いて次式により与えられる。

$$\left\{ \sum_{\text{柱数}} c b \right\} = \frac{1}{\bar{\beta}} \begin{bmatrix} 1 & -1 & 1 & -1 \\ & 1 & -1 & 1 \\ & & 1 & -1 \\ & & & 1 \end{bmatrix} \left\{ \sum_{\text{柱数}} g b \right\} = \frac{1}{2\bar{\beta}} \begin{bmatrix} 2\bar{\beta}/(1+\bar{\beta}) & & & \\ & 1 & & \\ & & 1 & \\ & & & 1 \end{bmatrix} \{ g l \} \quad (6-9)$$

柱曲げモーメントは、捷角法により (6-10) 式で与えられる故、 i 層無次元弾性限相対変位 $\psi_i l_i$ は (6-11) 式となる。

$$c\beta_i = \frac{cM_i}{\bar{B}} = \frac{2EK_0}{\bar{K}} c k_i \left\{ 2 \frac{\theta_i}{\Delta} + \frac{\theta_{i-1}}{\Delta} - 3 \frac{R}{\Delta} \right\} \quad (6-10)$$

$$\begin{aligned} -g_i l_i &= \sum_{\text{柱数}} (c\beta_i^T + c\beta_i^B) = \frac{2EK_0}{\bar{K}} \sum c k_i 3(\theta_i + \theta_{i-1}) \\ &\quad - \frac{2EK_0}{\bar{K}} \sum c k_i \cdot 6\psi_i \end{aligned} \quad (6-11)$$

$$\psi_i l_i = \frac{\bar{K}}{2EK_0} l_i \frac{g_i l_i + \sum c k_i \left(\frac{g l_i}{g h_i} + \frac{g l_{i-1}}{g h_{i-1}} \right)}{\sum 6 c k_i}$$

$$= \frac{\bar{K}}{2EK_0} l_i \frac{2\bar{\beta} + \frac{ch_i}{cl_i} \left(\frac{gl_i}{gh_i} + \frac{gl_{i-1}}{gh_{i-1}} \right)}{\frac{6ch_i}{cl_i}} \equiv \frac{\bar{K}}{2EK_0} \widetilde{\Psi_i l_i} \quad (6-12)$$

但し、柱脚固定を仮定しているため、1層では $2\bar{\beta} \rightarrow (1+\bar{\beta})$ と読み換える。
減衰を無視した自由振動に関する無次元運動方程式

$$[a]\{\ddot{x}\} + [c]\{\dot{x}\} = \{0\} \quad (6-13)$$

において、運動座標に関する基準モードと復元力を次式で与える。

$$\{x\} = [J]^{-1} \{\psi l\} \quad (6-14)$$

$$[c]\{\dot{x}\} = [J]^{-1} \{\dot{g}\} \quad (6-15)$$

ここに、

$$[J]^{-1} = \begin{bmatrix} 1 & -1 & & \\ & 1 & -1 & \\ & & 1 & -1 \\ & & & 1 \end{bmatrix}, \quad [J] = \begin{bmatrix} 1 & & & \\ 1 & 1 & & \\ 1 & 1 & 1 & \\ 1 & 1 & 1 & 1 \end{bmatrix}$$

(6-14), (6-15) 式を (6-13) 式に代入すると無次元固有振動数が次式のように得られる。

$$\omega^2 = \frac{\{\psi l\}^T [J]^{-1} [a] [J] \{\psi l\}}{\{\psi l\}^T [J]^{-1} [c] [J] \{\psi l\}} \quad (6-16)$$

従って、有次元固有振動数は第2章を参照して次式となる。

$$\Omega^2 = \frac{\bar{K}}{L^2 M} \omega^2 = \frac{\bar{K}}{L^2 M} \frac{2EK_0}{\bar{K}} \frac{\{\widetilde{\psi l}\}^T \{\dot{g}\}}{\{\widetilde{\psi l}\}^T [J]^{-1} [a] [J] \{\widetilde{\psi l}\}} \quad (6-16')$$

(6-16') 式において、 L , M は設計条件により与えられ、 K_0 を与えれば Ω が確定する。

一方、基準せん断力係数 S_1 は、たとえば、加速度応答スペクトル群の推定上限値が、固有振動数 Ω 、減衰比 h から与えられるものとする、平均靱性率 γ_d を考慮して次式によって定められる。

$$S_1 = C \sup S_A(\Omega, h, T_d) / \gamma_d \quad (6-17)$$

あるいは、(6-16'), (6-17) 式を連立させて、 Ω , K_0 を求めることができる。こ

こに、 C は規準化最大靱性率 $\{\sigma_{di}/\sigma_{ti}\}$ の σ に関する最大値と平均値の比に関する係数であり、1.5 程度の値をとる¹³⁾。

以上の設計方法を第2章に採用した7層1張間架構に適用して無次元固有振動数と比較する。

梁降伏型架構を対象とするため、 $\bar{\beta} = 0.6$ とし、質量、階高、部材長、張間間隔の分布をそれぞれ $\{a\} = \{1\}$ 、 $\{c\} = \{1.1\}$ 、 $\{ch\} = \{1\}$ 、 $\{gh\} = \{1\}$ 、 $\{gl\} = \{1.1\}$ とし、せん断力分布係数と(6-1)式の第2式で与え、部材長は弾塑性ジョイントをもつ架構との比較のため1.1倍の長さとする。

$$\{s\} = \{1.00, 1.07, 1.18, 1.35, 1.56, 1.83, 2.14\}$$

$$\{g'\} = \{1.00, 0.92, 0.84, 0.77, 0.67, 0.52, 0.31\} \quad \sum g' = 5.03$$

$$\{\tilde{\psi}\} = \frac{1.1^2}{6} \{5.2, 5.2, 5.2, 5.2, 5.2, 5.2, 5.2\} \quad \sum \tilde{\psi} = \frac{3.2}{1.1} 5.03$$

$$\{cb\} = \{1.00, 1.23, 1.12, 1.03, 0.89, 0.69, 0.41\}$$

$$\{gb\} = \{1.536, 1.408, 1.288, 1.152, 0.952, 0.664, 0.248\}$$

$$\{\tilde{\psi}\}^T [J] J^T [a] [J] J^T \{\tilde{\psi}\} = \left(\frac{1.1^2}{6} \times 5.2\right)^2 \times 140$$

$$\omega^2 = \frac{2EK_0}{K} \cdot \frac{6}{1.1^2 \times 5.2 \times 140} \times \frac{3.2 \times 5.03}{1.1} = 0.0998^2$$

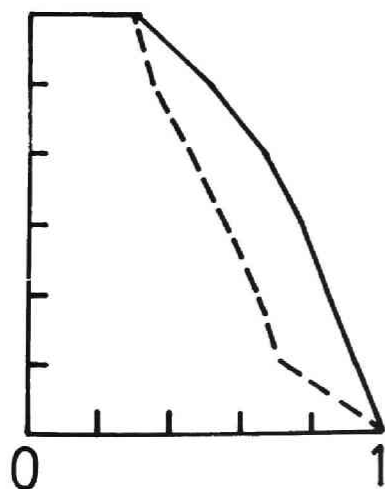


Fig. 6-2 Distribution of shear force.

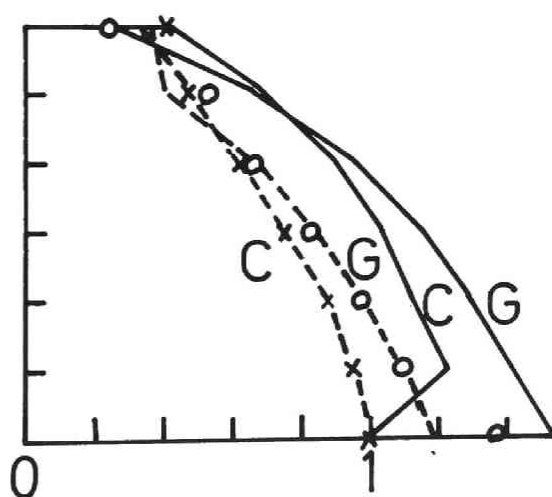


Fig. 6-3 Distribution of column and girder strength.

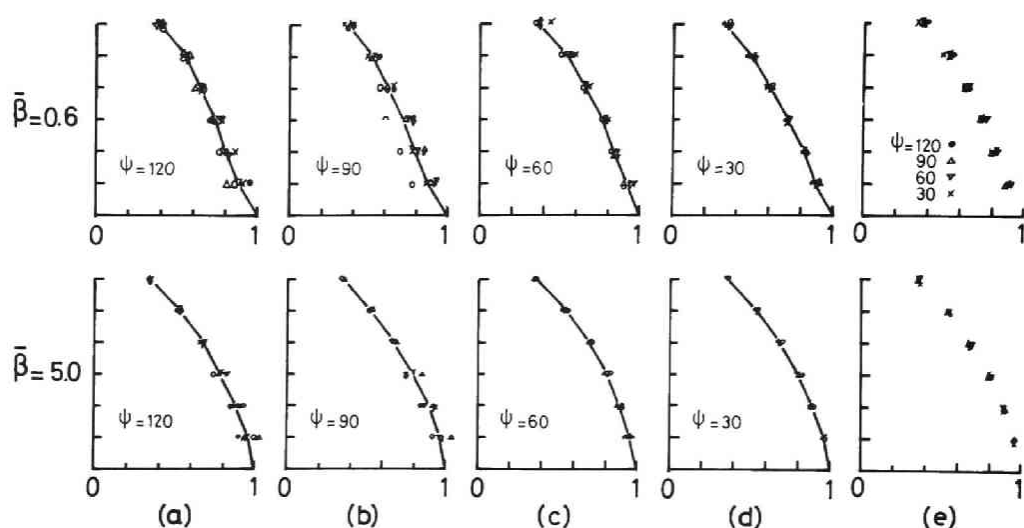


Fig.6-4 Distribution of average shear force of 5 kinds of earthquakes.

この値は第2章において採用した $\lambda = 0.7$, $\nu = 1.5$, $\mu = 0$ のモデルの固有値 $\omega = 0.0927$ に対応しているが、約8%大きな値となる。この結果を実線で、第2章の結果を点線により、Figs. 6-2, 3 に示す。Fig. 6-4 には Fig. 6-2 の点線と同じ分布 $\lambda = 0.7$, $\nu = 1.5$ の柱強度分布をもち、 $\bar{\beta} = 0.6, 5.0$, $\mu = 0.25$ の架構モデルに No. 6 ~ 10 の5種類の模擬地震波が作用したときのせん断力応答分布を示す。(a) ~ (d) は周波数パラメータ ψ を 120 ~ 30 とした図で、○, △, ▽, ●, ×印は入力波形の差による応答を示し、実線はそれらの平均値である。(e)図は平均値と周波数パラメータに関して比較した図である。 $\bar{\beta} = 5$ の柱降伏型架構では ψ の影響は小さいが、梁降伏型架構である $\bar{\beta} = 0.6$ の場合には ψ の影響が多少大きくなり、固有周期の長いほど上層部のせん断力は小さくなり、直線分布に近づく傾向を示し、柱降伏型、即ち、せん断型質点系モデルによるせん断力応答分布と異なる分布性状を示すことが判る。そこで、Fig. 6-2 に点線を示したせん断力分布と与えた場合について本解法を適用すると、

$$\begin{aligned} \{g'\} &= \{1.00, 0.71, 0.65, 0.56, 0.46, 0.35, 0.30\} \quad \sum g' = 4.03 \\ \{\tilde{\psi}l\} &= \frac{1.1^2}{6} \times 5.2 \{1.0, 1.0, 1.0, 1.0, 1.0, 1.0, 1.0\} \quad \sum \tilde{\psi}l = \frac{3.2}{1.1} \times 4.03 \\ \{cb\} &= \{1.00, 0.947, 0.867, 0.747, 0.613, 0.467, 0.400\} \end{aligned}$$

$$\{g_b\} = \{1.368, 1.082, 0.968, 0.816, 0.648, 0.520, 0.240\}$$

$$\{\tilde{\Phi}_L\}^T [J]^{-1} [a] [J] \{\tilde{\Phi}_L\} = \left(\frac{1.1^2}{6} \times 5.2\right)^2 \times 140$$

$$\{\tilde{\Phi}_L\}^T \{g\} = \left(\frac{1.1^2}{6} \times 5.2\right) \times \frac{3.2}{1.1} \times 4.03$$

$$\omega^2 = \frac{2EK_0}{K} \times \frac{6}{1.1^2 \times 5.2 \times 140} \times \frac{3.2 \times 4.03}{1.1} = 0.0894^2$$

となり、第2章で求めた $\omega = 0.0927$ に対して約3%の差に近づく。この結果を梁について O 印、柱について X 印で表わし、Fig. 6-3 に示す。

Fig. 6-4 (e) の応答せん断力を用いると固有円振動数は次のようになる。

$$\{g'_b\} = \{1.00, 0.89, 0.81, 0.74, 0.63, 0.51, 0.37\} \quad \Sigma g'_b = 4.95$$

$$\omega^2 = \frac{2EK_0}{K} \times \frac{6}{1.1^2 \times 5.2 \times 140} \times \frac{3.2 \times 4.95}{1.1} = 0.0990^2$$

ここで仮定した如く、梁部材成が各層一様であり、階高、柱成、梁柱強度比が一定の場合に限って、梁応答の^対一様性と相関変位応答の一様性が対応することに注意しておく。

梁降伏型架構を意図する場合に、勿論、梁柱強度比は $\bar{\beta} < 1$ とすることが前提となるが、 $\bar{\beta} = 0.6$ としても、柱軸力と^対相互作用を考慮すれば柱が塑性域に入る場合があることは第2章に示したが、梁降伏型架構の側柱に生ずる動的軸力 $\{\tilde{n}_0\}$ は次式で与えられる。

$$\{\tilde{n}_0\} = \frac{1}{g_L} \begin{bmatrix} 1 & 1 & 1 & 1 \\ & 1 & 1 & 1 \\ & & 1 & 1 \\ & & & 1 \end{bmatrix} \{g_b\} \quad (6-18)$$

更に、重力による軸力 $\{\tilde{n}_s\}$ が加わるため、断面の降伏条件に軸力の影響を考慮する必要があり、簡単のため、降伏条件を次式で与える。

$$|m| + |\rho| = 1 \quad (6-19)$$

(6-9) 式の柱弾性限強度は上式を考慮して次式のように書き換えられる。

$$\{\Sigma cb\} = (1 - \eta)_d \frac{1}{\bar{\beta}} \begin{bmatrix} 1 & -1 & 1 & -1 \\ & 1 & -1 & 1 \\ & & 1 & -1 \\ & & & 1 \end{bmatrix} \{\Sigma gb\} \quad (6-20)$$

ここに、 $\bar{\alpha} = N\bar{C}/\bar{\theta}$, $m = N/N_T$ である。

柱へ断面力として軸力の他に直交方向の入力による曲げモーメントが同時に作用する。Table 6-1 には前章までに用いた地震入力波形のうち5個の filtered artificial earthquake, El Centro earthquake NS, EW, UD および Taft earthquake NS, EW, UD, Vernon earthquake S82°E, N08°E の正規化された加速度振幅の絶対値の平均値 m と標準偏差 σ および $m + \sigma$ を示す。

Table 6-1 Mean and standard deviation of acceleration wave form of several kinds of earthquakes.

		mean m	deviation σ	$m + \sigma$
Artificial Quake	1	0.2734	0.2084	0.4818
	2	0.2705	0.2067	0.4772
	3	0.2901	0.2098	0.4999
	4	0.2511	0.1858	0.4369
	5	0.2136	0.1652	0.3788
El Centro Quake	NS	0.1407	0.1483	0.2890
	EW	0.1863	0.1595	0.3458
	UD	0.0895	0.1075	0.1970
Taft Quake	NS	0.1340	0.1363	0.2703
	EW	0.1556	0.1543	0.3099
	UD	0.1471	0.1332	0.2803
Vernon Quake	S82°E	0.1276	0.1549	0.2825
	N08°E	0.1432	0.1608	0.3040

外乱加速度波形の或る方向の最大振幅を1とするとそれに直交する方向の振幅が同時に作用するため、全加速度振幅ハットルが増加する。これを(6-21)式で表現する。

$$S = \{1 + (m + \sigma)^2\}^{1/2} \quad (6-21)$$

Table 6-1 の UD 成分を除く11個の波形関数について $m + \sigma$ の平均値を求め

ると 0.3263 となる。従って水平2方向成分の同時考慮を考えると、最大振幅を 5~10% 割増しが必要があり、(6-17) 式の柱強度分率は

$$\{cb\} = \{1 + (m + \alpha)^2\}^{1/2} (1 - n)^{-1} \frac{1}{\beta} \begin{Bmatrix} 1 & -1 & 1 & -1 \\ & 1 & -1 & 1 \\ & & 1 & -1 \\ & & & 1 \end{Bmatrix} \{gb\} \quad (6-22)$$

と設定することによって、梁降伏型架構という条件を満足する架構を想定することが出来る。

一般に、建築物の最下層柱脚は塑性域に入り易く、耐震安全性の点で好ましくない結果を生ずることが多く、その部分の強度を高めるか、下層部の梁強度を小さくするなどして、その対策と講ずる必要がある。また、重力による影響の著しいと思われる架構に対しては、断面の降伏強度に対して予め初期条件を考慮して弾性限断面力を低減しておくことが望ましいと考えられる。

2.3 梁降伏型架構の靱性率設計

前節では弾性限範囲内の設計を意図したが、ここでは、部材端に弾塑性ジョイントを考慮した場合について示す。梁部材端モーメントと変形の関係とジョイント相対回転角 $\psi = \Theta / \Delta$ と節点回転角 Θ を用いて次式で表現する。

$$\frac{M_Y}{B} = \frac{2EK_0}{K} gk \{3(\Theta - \psi)\} \quad (6-23)$$

靱性率 γ を予め許容し得る材料または工法であると仮定すると $\Theta = \gamma \Theta_Y$ となり、

$$M_Y = \frac{EI}{\Delta L} \Theta_Y \quad (6-24)$$

の関係を用いて、靱性率 γ のときの節点回転角は次式で示される。

$$\Theta = \frac{\bar{K}}{6EK_0} \cdot \frac{gl}{gh} (1 + 3\gamma \frac{2\Delta L}{L}) \quad (6-25)$$

ここに、 ΔL は弾塑性ジョイントの領域幅である。上式と (6-9) 式に代入して相対変位を求めると次式のようなになる

$$\Delta \cdot \psi_0 = \frac{\bar{K}}{2EK_0} \cdot \frac{2\bar{\beta} + \frac{ch}{cl} \cdot 2 \cdot \frac{gl}{gh} (1 + 3\gamma \frac{2\Delta L}{L})}{6 \frac{ch}{cl}} \quad (6-26)$$

(6-26)式を先述の設計例に適用すると、たとえば、 $\gamma=5$ ， $2\Delta L/L=1/10$ の場合

$$\widetilde{l\psi} = \frac{1 + \frac{4}{1.2} \times 2.5}{\frac{1}{1.2}} = 11.2$$

となり、固有円振動数は

$$\omega^2 = \frac{2EK_0}{K} \times \frac{6}{1.1^2 \times 11.2 \times 140} \times \frac{3.2 \times 5.03}{1.1} = 0.0680^2$$

となり、先の場合に比し、周期は5割近く伸びる。靱性率 $\gamma=5$ に対する相対変位に関する靱性率は $11.2/5.2=2.15$ ，1サイクルに消費されるエネルギーは

$$E = 4 \sum b_{ij} \gamma \delta_{ij} \bar{B} \Delta$$

となり、これを等価な粘性減衰に置換することにより、大略の応答を弾性解から求めることができる。ここに δ_{ij} は i 層 j 部材の弾性限相対回転角の無次元量である。

2.4 柱軸方向変形の影響

建築物の側柱、隅柱には地震時に曲げモーメントの他に、水平変位に伴う軸方向力が作用して柱に軸方向変形が生じ、上層部の水平変位を増加させる原因となる。ここでは、柱部材の降伏曲げモーメント M_Y と降伏軸力 N_Y の比を各部材とも一定値と仮定して、軸方向変形の固有値に与える影響と予測する。

多層多張間建築架構を想定し、片側の軸変形のみを考慮すると、軸変形によって生ずる梁部材角は(6-27)式、それによる層間水平変位は(6-28)式で得られる。架構が1張間の場合にはこれらを2倍すればよい。

$$\{g\psi\} = \left\{ \frac{gR}{\Delta} \right\} = [J]^T [1/cb] [J]^{-T} \{gb\} \times \frac{\bar{K}}{2EK_0} \mu \left(\frac{\bar{H}}{L} \right)^2 \frac{clch}{gl^2} \quad (6-27)$$

$$\{clg\psi\} = [cl][J]^T [1/cb] [J]^{-T} \{gb\} \times \frac{\bar{K}}{2EK_0} \mu \left(\frac{\bar{H}}{L} \right)^2 \frac{clch}{gl^2} \quad (6-28)$$

ここに、 $[1/cb]$ は柱曲げ強度の逆数で表わされる diagonal matrix， $[cl]$ は階高を diagonal element にもつ matrix である。 $\{cl\} = \{1\}$ ， $\{ch\} = \{1\}$ ， $\{gl\} = \{2\}$ とすると、上式は次のようになる。

$$\{clg\psi\} = \left\{ \begin{array}{l} \sum_{i=1}^N gbi/cb_1 \\ \sum_{i=1}^N gbi/cb_1 + \sum_{i=2}^N gbi/cb_2 \\ \sum_{i=1}^N gbi/cb_1 + \sum_{i=2}^N gbi/cb_2 + \sum_{i=3}^N gbi/cb_3 \\ \vdots \\ \sum_{i=1}^N gbi/cb_1 + \cdots + \sum_{i=N-1}^N gbi/cb_{N-1} + gbn/cbn \end{array} \right\} \left\{ \frac{\bar{K}}{2EK_0} \left(\frac{\bar{H}}{L} \right)^2 \frac{H}{4} \times 1.1 \right. \quad (6-29)$$

簡単のため、梁および柱の強度分布を直線と仮定し

$$gbi = \frac{N-i+1}{N} gbl, \quad cb_i = \frac{N-i+1}{N} chl$$

とおくと (6-29) 式は (6-30) 式となり、

Fig. 6-5 のように部材角乃至は層間変位は高さとともに増加する。

$$\{clg\psi\} = \left\{ \begin{array}{l} (N+1)/2 \\ (N+1)/2 + N/2 \\ - \\ (2N-i+3)i/4 \\ - \\ (N+3)N/4 \end{array} \right\} \frac{gbl}{cb_1} \times chl \times \left\{ \frac{\bar{K}}{2EK_0} \left(\frac{\bar{H}}{L} \right)^2 \frac{H}{4} \right\} \quad (6-30)$$

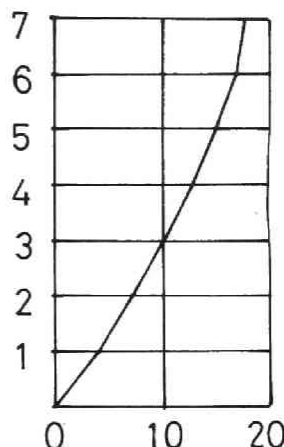


Fig. 6-5 Distribution of rel. displacement.

いま、 $\mu = 1/4$, $\bar{H}/L = 3/20$,

$gbl/cb_1 = 1.536$, $chl = 1.1$ とすると

$$\begin{aligned} \{clg\psi\} &= 1.1 \times \frac{2 \times 3^2 \times 4 \times 1.536}{20^2 \times 4 \times 4} \{1, 1.88, 2.63, 3.25, 3.75, 4.13, 4.38\} \\ &\approx 1.1 \times \frac{2 \times 3^2 \times 4 \times 1.536}{20^2 \times 4 \times 4} \times 3 = 0.0570 \end{aligned}$$

となり、軸変形を考慮しない場合の相対変位が $1.1^2 \times 5.2/6 = 1.0486$ であるから、軸変形によって 5.4% 変形が増大し、固有値は 2.6% 小さくなる。第2章の解析結果から軸方向変形を無視した固有値が $\omega_0 = 0.9274$, $\mu = 0.25$ の軸方向変形を考慮した場合が $\omega_{ax} = 0.8976$, その比が 0.968 であり、大抵

な仮定をおいたにしては軸方向変形の影響に関する傾向を大略把握していると考えられる。

2.5 柱降伏型架構の耐震部材設計

建築構造物において、常時軸力の作用する柱部材に強い塑性挙動を許容することは軸方向歪の蓄積を生じ耐震安全上好ましくないことは既に指摘したが、設計上止むを得ない場合には、何らかの方法で復元力特性の第2分枝剛性を相当程度保持し得るように考ずるという前提のもとに、柱降伏型架構の部材設計と以下の手順で試みる。

梁降伏型架構と同様、曲げモーメントの反曲点位置を階高中央にあると仮定して柱強度を次式で与える。

$$\sum_{\text{柱数}} \{c b\} = \frac{1}{2} \begin{bmatrix} 1 & & \\ & 1 & \\ & & 1 \end{bmatrix} \{g l\} \quad (6-31)$$

梁に生ずるモーメントは(6-6')式で与えられ、梁柱強度比 $\bar{\beta} > 1$ とすると柱降伏時の節点回転角は(6-32)式となる。

$$\sum \{g b\} = \bar{\beta} \sum \begin{bmatrix} 1 & & \\ & 1 & \\ & & 1 \end{bmatrix} \{c b\} = \frac{\bar{\beta}}{2} \begin{bmatrix} 1 & & \\ & 1 & \\ & & 1 \end{bmatrix} \{g l\} \quad (6-32)$$

$$\theta_i = \frac{\bar{K}}{2EK_0} \cdot \frac{1}{\bar{\beta}} \cdot \frac{g l_i}{3g h_i} \quad (6-33)$$

i層の部材角は(6-11)式に(6-33)式を代入して次のように求められる。

$$\begin{aligned} l_i \psi_i &= \frac{\bar{K}}{2EK_0} l_i \frac{g_i l_i + \sum \frac{1}{\bar{\beta}} c k_i \left(\frac{g l_i}{g h_i} + \frac{g l_{i-1}}{g h_{i-1}} \right)}{6 \sum c k_i} \\ &= \frac{\bar{K}}{2EK_0} l_i \frac{2 + \frac{1}{\bar{\beta}} \frac{c h_i}{c l_i} \left(\frac{g l_i}{g h_i} + \frac{g l_{i-1}}{g h_{i-1}} \right)}{6 \frac{c h_i}{c l_i}} = \frac{\bar{K}}{2EK_0} \widetilde{l_i \psi_i} \quad (6-34) \end{aligned}$$

$\bar{\beta} = 5$, $c l_i = 1.1$, $g l_i = 2$, $g h_i = c h_i = 1$, $\bar{K}/2EK_0 = 10$ として固有値を求めると、

$$\{g\} = \frac{4}{1.1} \{1.00, 0.92, 0.84, 0.77, 0.67, 0.52, 0.31\}$$

$$\{\psi\} = \frac{\bar{K}}{2EK_0} \times 0.565 \{1, 1, 1, 1, 1, 1, 1\}$$

$$\omega^2 = \frac{2EK_0}{\bar{K}} \times \frac{6}{1.1^2 \times 2.8 \times 140} \times \frac{4 \times 5.03}{1.1} = 0.1521^2$$

となり、第2章の $\lambda = 0.7$, $\nu = 1.5$, $\mu = 0$, $\beta = 5$ のモデルに関する振動数は $\omega = 0.1552$ であり、そのときの柱、梁の強度分布は

$$\{cb\} = \{1.00, 0.92, 0.84, 0.77, 0.67, 0.52, 0.31\}$$

$$\{gb\} = \{4.80, 4.40, 4.03, 3.60, 2.98, 2.08, 0.78\}$$

となり、固有値、強度分布ともよく一致する。

2.6 耐震要素をもつ架構の部材設計

本章 2.2 に示したように、梁が降伏する時点における部材角は梁柱の材長、材成、梁柱強度比が与えられればせん断力 q に関係なく定まる。梁降伏型架構に連層筋造を加えた構造物を対象とするとき、基準層のせん断力は梁降伏時に筋造も降伏および座屈しているものと仮定すれば、次式で与えられる。

$$Q_1 = \bar{M} g S_1 \sum_{i=1}^N m_i = \frac{\bar{B}}{L} \left\{ (1+\beta) \sum \left(\frac{b_i}{l_i} \right) + \frac{1}{\mu} \frac{\bar{L}}{H} \frac{A_b}{A_0} \sum \alpha_{bj} \left(1 + \frac{1}{\lambda_j^2} \frac{E}{\sigma_f} \pi^2 \right) \right\} \quad (6-35)$$

$$g(\xi) = \frac{Q(\xi)}{\bar{B}/L} = \left\{ (1+\beta) \sum \left(\frac{b_i}{l_i} \right) + \frac{1}{\mu} \frac{\bar{L}}{H} \frac{A_b}{A_0} \sum \alpha_{bj} \left(1 + \frac{1}{\lambda_j^2} \frac{E}{\sigma_f} \pi^2 \right) \right\} (1-\xi) S(\xi) \quad (6-36)$$

ここに、 A_b/A_0 は基準ブレースと基準部材の断面積比、 α_{bj} は j ブレースと基準ブレースの断面積比、 E , σ_f はヤング係数と降伏応力度、 λ_j は j ブレースの細長比であり、 α_j はブレースの勾配である。(6-36)式は X 型ブレースの引張側が降伏し、圧縮側が弾性座屈を生じていると仮定して導かれており、第4章で採用した筋造付架構に適用するため $A_b/A_0 = 0.02$ $\cos \alpha = 2/\sqrt{5}$ かつ、座屈は生じない程度の微小変形を仮定すると

$$\{g\} = \left(\frac{3.2}{1.1} + 0.954 \right) \{g'\}$$

$$\omega^2 = \frac{2EK_0}{\bar{K}} \frac{6}{1.1^2 \times 5.2 \times 140} \times 3.863 \times 5.03 = 0.115^2$$

に對し、第4章の結果は $\omega = 0.123$ である。そのとき、筋違の分布は

$$a_i = \frac{A_i}{A_b} = q_i$$

で与えればよい。柱軸方向変形を考慮するためには、2.4 に示した方法に、筋違の降伏耐力から生ずる軸力の影響を加えればよい。このように、固有値が小さい方に現れるのは筋違と梁が同時に降伏することを前提にしているためと考えられる。筋違降伏時の降伏相対変位は

$$\chi_L = \frac{1}{\cos \theta \sin \theta} \frac{\sigma_Y}{E} \frac{1}{\Delta}$$

で与えられ、 $\sigma_Y/E = 1.5 \times 10^{-3}$ 、 $\Delta = 10^{-3}$ とすると、

$$\chi_L = \frac{\sqrt{5}}{2} \sqrt{5} \frac{3}{2} = 3.75$$

となり、梁降伏時の相対変位 10.5 より小さく筋違が先に降伏する。第4章で指摘した如く、たとえ、Fig. 4-19 に示されるような柱脚固定の架構では1層の筋違負担せん断力が相対的に小さくなること、また、上層部については軸方向変形の影響も加わり、筋違の負担力が減少する傾向にあることに注意しておく。

3 おまけ

地震時における建築構造物の終局耐震安全性は、架構を構成する個々の部材や接合部などの局所的な強度、変形能力を明らかにするとともに、それらの地震応答性状を把握することによって評価し得るという観点から、塑性挙動の予想される部分に弾塑性履歴特性を導入した立体建築架構を含む構造物のモデル化と弾塑性地震応答解析法を提示し、部材耐震設計資料を提供する意図をもって、局所的な耐震安全性に直接影響を与えると考えられる主要な要因をとりあげ、純平面架構、筋違付平面架構、および、立体架構を対象として、特に、柱部材の安全性に注目して、地震応答性状におよぼす種々の影響を明らかにするための一連の研究を進めてきた。その結果として、耐震部材設計へ応用する方法を示したのが本章の内容である。

言うまでもなく、建築構造物の耐震設計にとって基本的な重要なのは基準せん断力係数、基準弾性限強度などの有次元諸量であり、これと無次元動力学特性分布と

与えることによって、耐震設計法として完結するが、後者については柱の安全性に注目した一応の傾向を把握することができたと思うが、前者については入力地震動の性質、地盤の動特性、構造物と地盤の連成、あるいは、構造物自身の減衰性など、ここでは考慮外とした種々の要因が影響し合い、未だ未解決の問題も多く、むしろ単純な構造物モデルによる概略的な応答結果の集積に資する面も多く、これらを総合的に評価することによって、合理的な耐震設計法を確立することが可能となる。

局所的な地震応答解析のもつ複雑さ、および、非線形地震応答の固有の性質から生ずる困難さに、筆者の力不足も加わって、一般的な耐震部材設計資料を与え得たかどうか疑問であるが、今後さらに資料の蓄積、整備を計り、残された多くの問題のうち、純架構または筋違付架構の動的崩壊過程に関する実験などを通じて、地震応答解析法、および、耐震安全性の尺度の選定について改良するなど、本論文に示した成果を今後の研究の端緒としたい。

参 考 文 献

- 1) 日本建築学会 高層建築技術指針, 1964
- 2) 日本建築学会構造標準委員会振動分科会資料, 耐震設計第1案, 第2案.
- 3) A.S.VELETSOS and N.M.NEWMARK : Effect of Inelastic Behavior on the Response of Simple Systems to Earthquake Motions, Proc. of the 2nd WCEE, Vol.1, 1960.
- 4) J.PENZIEN : Elasto-plastic Response of Idealized Multi-story Structures Subjected to a Strong Motion Earthquake, Proc. of the 2nd World Conference on Earthquake Engineering, Vol.2, 1960.
- 5) 棚橋諒 地震の破壊力と構造物の耐震力に関する私見, 建築雑誌, 第49輯, 第597号, 1935.
- 6) G.W.HOUSNER : Limit Design of Structures to Resist Earthquakes, Proc. of the 1st World Conference on Earthquake Engineering, 1956.
- 7) 加藤勉, 秋山宏 : 強震による構造物へのエネルギー入力と構造物の損傷, 日本建築学会論文報告集, 第235号, 1975.
- 8) 田治見宏 : 建築振動学, コロナ社, 1965.
- 9) R.W.CLOUGH, K.L.BENUSKA and E.L.WILSON : Inelastic Earthquake Response of Tall Buildings, Proc. of the 3rd World Conference on Earthquake Engineering, 1964.
- 10) 石丸辰治 : 塑性率制御法, 日本建築学会論文報告集, 第232,3号, 1975.
- 11) A.SHIBATA : Equivalent Linear Models to Determine Maximum Inelastic Response of Nonlinear Structures for Earthquake Motion, Proc. of the 4th Japan Earthquake Engineering Symposium, 1975.
- 12) 山田穂, 河村慶 : 極限耐震設計法の基本構想, 日本建築学会論文報告集, 第240号, 1976
- 13) 南井良一郎 : 震度とせん断力係数, 建築雑誌, 1970.

あ と が き

昭和34年、筆者が耐震研究室の門を叩いた時期は第1回世界地震工学会議が開催された直後の、我国において最初の超高層建築の計画が企画された時期に当る。一時期、実施設計に携わっていた筆者が、いわゆる震度法による耐震設計に倦き足らず、再び、大学に戻り、耐震工学の研究生活に戻ることを決意できたのは、耐震工学の分野において、世界の中心として活躍されていた故棚橋諒先生と小堀鐸二先生を中心とする京大耐震研究グループの研究に対する深い情熱の一端に、学生時代に接する機会を与えられたからに他ならない。本論文は、兩来十余年、小堀鐸二先生、南井良一郎先生の御指導のもとに、建築構造物の弾塑性地震応答性状に関して、今日まで続けてきた研究成果を纏めたものである。筆を終えるに当り、これまでの研究を振り返るとき、耐震研究の遠大さと^遠深さに改めて驚きを感じると同時に、自身の研究の未熟さに身の締る思いであるが、これを機会に今後一層の努力を重ねる決意である。

非力な筆者が挫折することなく、今日まで、耐震工学の研究に従事できたのは卓抜した研究者であり、人格者である小堀鐸二先生の御懇切なる御指導と御鞭撻の賜であり、かつ、先生の研究に対する絶えざる熱意と問題の核心に触れる批判精神に接し続け得た恵まれた環境のお蔭であり、ここに、深甚なる感謝の意を捧げます。また、南井良一郎先生には絶えず懇切な御指導と貴重な御助言を賜り、特に、研究に接する真摯な態度を学ぶことができ、ここに、心より謝意を表します。さらに、金多澤先生には、学部卒業論文において耐震工学の手ほどきを受けて以来今日まで耐震工学、鉄骨構造学について多々御指導頂き厚く御礼申し上げます。そして、筆者の研究活動全般について、先輩としてあるいは同僚として、暖かい御指導と厳しい御批判、御討論を頂きました、井上豊、竹内百弘、鈴木有、久徳敏治の諸氏をはじめ、鎌田輝男、河野允宏、日下部磐、浅野幸一郎、篠崎祐三、鈴木祥之の諸兄および御指導、御協力頂きました諸賢に心よりお礼申し上げます。

1978年 2月

藤原 悌三

